



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON  
PRATEKAN PADA LANTAI 20**

ADI RANO  
NRP. 3110 100 077

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II  
Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph. D

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON  
PRATEKAN PADA LANTAI 20**

ADI RANO  
NRP. 3110 100 077

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II  
Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph. D

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN MODIFICATION OF DE PAPILIO  
TAMANSARI SURABAYA APARTEMENT USING  
DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE AT  
20<sup>th</sup> FLOOR**

ADI RANO  
NRP. 3110 100 077

Supervisor Lecture I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Supervisor Lecture II  
Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph. D

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



---

FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN MODIFICATION OF DE PAPILIO  
TAMANSARI SURABAYA APARTEMENT USING  
DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE AT  
20<sup>th</sup> FLOOR**

ADI RANO  
NRP. 3110 100 077

Supervisor Lecture I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Supervisor Lecture II  
Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph. D

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



# **MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20**

## **TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**ADI RANO**

NRP. 3110 100 077

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. **Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**  
NIP. 195004031976031003

2. **Endah Wahyuni, ST, MSc, Ph.D**  
NIP. 197002011995122001



**Surabaya, Januari 2016**

# **MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20**

**Nama Mahasiswa** : Adi Rano  
**NRP** : 3110100077  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST, MSc, Ph.D

## **Abstrak**

*Perencanaan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya setinggi 33 lantai ( $\pm 109,50$  m) akan dimodifikasi menjadi 20 lantai ( $\pm 67,90$  m) dan dirancang menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai, serta menggunakan beton pratekan pada lantai 20 yang akan didesain menjadi ruang seminar tanpa ada struktur kolom di tengah ruangan sehingga ruang seminar menjadi lebih nyaman dan luas dibandingkan dengan penggunaan balok nonpratekan yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar. Di Indonesia, pembangunan suatu gedung harus memenuhi standar gedung yang tahan gempa, mengingat wilayah Indonesia termasuk ke dalam kawasan ring of fire dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa. Dalam perencanaannya, struktur Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda. Sistem Ganda (dual system) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka utama, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK). Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X sebesar 30,05% dan arah Y sebesar 25,73% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya pratekan didapat sebesar 1067,98 kN dengan kehilangan gaya pratekan sebesar 23,25%.*

**Kata Kunci** : Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya, Sistem Ganda, Beton Pratekan, Dinding Struktur



# DESIGN MODIFICATION OF DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA APARTEMENT USING DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE AT 20<sup>th</sup> FLOOR

**Student Name** : Adi Rano  
**NRP** : 3110100077  
**Departement** : Civil Engineering FTSP ITS  
**Supervisor Lecturer** : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST, MSc, Ph.D

## Abstrak

*Building planing of De Papilio Tamansari Surabaya Apartemen as high as 33 floors ( $\pm 109,50$  m) will be modified as high as 20 floor ( $\pm 67,90$  m) and designed using reinforced concrete on the entire floor, also using prestressed concrete beam on the 20<sup>th</sup> floor which will be designed as seminar room without any coloumn in the middle of the room so it will be more comfortable and has wide view than using non prestressed beam that will produce a larger dimension. In Indonesia, the building construction must be designed as Eartquake-Resistant Building Standard, given of Indonesia's position at the ring of fire where the movement of the plates often happens that cause earthquakes. The structure design of De Papilio Tamansari Surabaya will use dual system method, where the gravity loads will be resists by main frame, and the lateral loads will be resists by shearwall and frame at the same time. The main frame will be designed as Special Moment Frame System Bearers and the shearwall will be designed as Special Structural Wall. From the analysis result, it was concluded that the main frame is able to withstand 30,05% of the lateral loads at X direction and 25,73% at the Y direction, so Dual System requirements are met. Prestressed force obtained at 1067,98 kN and has loss of prestresing force at 23,25%.*

**Keyword** : De Papilio Tamansari Surabaya Apartement, Dual Sytem, Prestressed Concrete, Structural Wall

## KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirobbil'alamin, Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul “Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan Pada Lantai 20” dapat diselesaikan.

Dalam terwujudnya Buku Tugas Akhir ini terdapat ucapan doa, untaian semangat dan nilai yang tak terhingga berupa bantuan dari pihak-pihak yang penulis berterimakasih kepadanya. Rasa terimakasih penulis sampaikan kepada :

1. Ibu Indra Moedji dan Ayah Agus Sukarno, kedua orangtua ku yang hebat, serta Adikku, atas semua nikmat kasih sayang dan doa kalian dalam berbagai cara yang mampu kalian berikan.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Ibu Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph. D. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak-Ibu Dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil ITS atas ilmu yang telah diajarkan serta perangkat karyawan yang turut membantu.
4. Ricky Timbola, Novilia Purwanti, Erwin Hidayat dan Ike Novalina, my various partner in act, atas segala injeksi semangat dan support yang sungguh luar biasa.
5. Teman-teman One Soul, alumni Ipa satu SMA Negeri 11 Surabaya, Bucharie, Pratig, Andy, Edo, Putri, Indri, Anind, Yunda dan lainnya, terimakasih atas ikatan persahabatan ini.
6. Mona dan Zulkarnain, kalian tahu pasti alasan mengapa rasa terimakasih ini terucap, tanpanya buku ini tidak akan bisa lahir.
7. Seluruh dulur-dulur Teknik Sipil ITS S-53 angkatan 2010, teruntuk Kamal, Nindy, Gorbachev, Adrian, Bombom, Dimas, Mbod, Amel, Picu, Ramadhan, Yossi, Avis, Salim, Dony, Taufik, Eldana, Esti, Mega, Machdum, Faqih, Ilham dan karakter super lainnya.

8. Teman-teman yang berada di kontrakan AK 11 Kingdom dan kosan Sutorejo, yang sudah memberikan tempat untuk bersinggah dan berteduh bahkan menginap.
9. Teman-teman Dagri Transformation, Novan, Ria, Wahyu, Iftah, Ken, Kety, Eko, Iqbal, Romi, Putra, Rifqi, Cacul, Zulvah, Desy, Hikmah, Esti, dan Anas, salam kokoh tak tertandingi.
10. Para Eksekutif Muda Bersahabat, Ndoyo, Sudarsono, Yunus, Sidratu dan Brahmanto.
11. Pengajar Warung Kopi Taman Baca, Cokcai, Musa, Firman, Cak Bucek dan pemberi ilmu lainnya, terimakasih atas inspirasi mengajarnya.
12. Seluruhnya yang telah membantu, dan yang belum sempat disebutkan.

Penyusunan Buku Tugas Akhir ini masih memiliki kekurangan dan perlu adanya perbaikan. Sehingga kritik dan saran yang membangun diperlukan dalam perbaikannya. Semoga Buku Tugas Akhir ini bermanfaat dan dapat menambah pengetahuan bagi para pembaca.

*Success consists of going from failure to failure  
without loss of enthusiasm*  
- winston s. churchill -

Surabaya, Januari 2016

Penulis



## DAFTAR ISI

Halaman Judul .....	i
Lembar Pengesahan.....	v
Abstrak .....	vii
Kata Pengantar .....	xi
Daftar Isi.....	xiii
Daftar Tabel.....	xix
Daftar Gambar .....	xxi
 BAB I PENDAHULUAN .....	 1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Permasalahan.....	2
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat .....	4
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	 5
2.1 Umum.....	5
2.2 Beton Bertulang .....	5
2.3 Beton Patekan .....	6
2.3.1 Gaya Patekan.....	7
2.3.2 Tegangan Ijin pada Baja dan Beton.....	7
2.3.3 Metode Sistem Patekan .....	8
2.3.4 Prinsip Dasar Beton Patekan .....	10
2.3.5 Kehilangan Gaya Patekan .....	13
2.3.6 Momen Retak .....	18
2.3.7 Momen Nominal .....	19
2.3.8 Lendutan Pada Balok Patekan .....	20
2.3.9 Tipe Strand dan Tendon Unit .....	21
2.4 Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ).....	23
2.5 Pondasi .....	24
2.5.1 Daya Dukung Pondasi .....	24
2.5.2 Daya Dukung Group Tiang Pancang.....	25

<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>27</b>
3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	27
3.2 Pengumpulan Data .....	28
3.3 Studi Literatur .....	33
3.4 Sistem Struktur.....	34
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder .....	34
3.6 Pembebanan .....	36
3.7 Analisis Struktur.....	41
3.8 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan .....	41
3.9 Metode Pelaksanaan Struktur Pratekan.....	45
3.10 Perencanaan Struktur Utama Pratekan .....	46
3.10.1 Preliminary Desain Balok Pratekan.....	47
3.10.2 Pembebanan.....	47
3.10.3 Gaya Pratekan.....	47
3.10.4 Pemilihan Tendon Baja Pratekan .....	48
3.10.5 Kehilangan Pratekan.....	48
3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan .....	48
3.10.7 Kontrol Geser .....	49
3.10.8 Kontrol Lendutan.....	49
3.10.9 Pengangkur .....	49
3.11 Perencanaan Pondasi.....	50
3.12 Output Gambar.....	50
<b>BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....</b>	<b>51</b>
4.1 Preliminary Desain.....	51
4.1.1 Data Perencanaan Modifikasi.....	51
4.2 Perencanaan Dimensi Balok.....	52
4.3 Perencanaan Dimensi Pelat .....	53
4.3.1 Dasar Perencanaan Tebal Pelat .....	53
4.3.2 Perencanaan Tebal Pelat Apartemen .....	55
4.4 Perencanaan Dimensi Kolom.....	59
4.4.1 Dimensi Kolom .....	60
4.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser.....	63
4.6 Perencanaan Dimensi Balok Pratekan.....	64
<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....</b>	<b>65</b>
5.1 Perencanaan Pelat.....	65

5.1.1 Data Perencanaan Pelat .....	65
5.1.2 Pembebanan Pelat.....	65
5.1.3 Penulangan Pelat .....	68
5.2 Perencanaan Tangga.....	74
5.2.1 Data Perencanaan .....	74
5.2.2 Pembebanan Tangga .....	75
5.2.3 Analisa Struktur Tangga .....	76
5.2.4 Penulangan Pelat Tangga .....	79
5.2.5 Penulangan Pelat Bordes .....	79
5.2.6 Penulangan Balok Bordes.....	80
5.3 Perencanaan Balok Lift .....	83
5.3.1 Penulangan Balok Lift (40/25) .....	84
5.3.2 Penulangan Balok Lift (50/30) .....	87
5.4 Perencanaan Balok Anak (45/25).....	91
5.4.1 Pembebanan Balok Anak .....	93
5.4.2 Penulangan Balok Anak .....	93
<b>BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA .....</b>	<b>99</b>
6.1 Umum.....	99
6.2 Data-data Perencanaan .....	99
6.3 Perhitungan Berat Bangunan Total (gravitasi).....	100
6.4 Kategori Desai Seismik .....	101
6.4.1 Menentukan Spektra Percepatan $S_s$ & $S_1$ .....	101
6.4.2 Kategori Resiko Bangunan & Faktor Keutamaan Gempa $I_e$ .....	103
6.4.3 Koefisien Situs $F_a$ dan $F_v$ .....	103
6.4.4 Spektral Respon Percepatan $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ .....	104
6.5 Periode Fundamental Struktur (T) .....	105
6.6 Spektrum Respon Desain .....	106
6.7 Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) .....	108
6.8 Perhitungan Gaya Geser Dasar .....	108
6.9 Gaya Seismik Lateral .....	110
6.10 Kontrol Drift .....	113
6.11 Menentukan Eksentrisitas Rencana Bangunan ( $e_d$ ) .....	115
6.12 Kontrol Ketidakberaturan Torsi .....	117
6.13 Kontrol Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ) .....	118
6.14 Kontrol Partisipasi Masa .....	119



## BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON

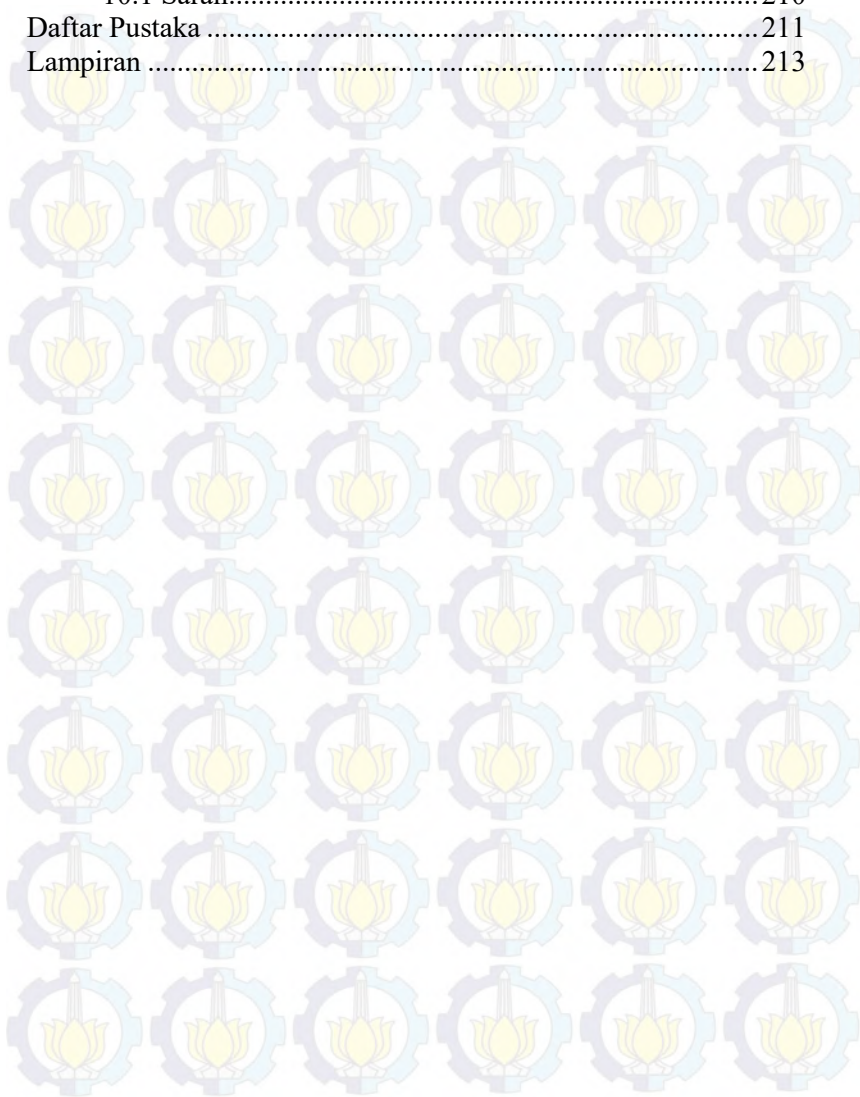
PRATEKAN .....	121
7.1 Perencanaan Balok Induk.....	121
7.1.1 Perencanaan Tulangan Lentur .....	123
7.1.2 Perencanaan Tulangan Geser .....	126
7.1.3 Perencanaan Tulangan Torsi .....	130
7.1.4 Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok.....	131
7.1.5 Kontrol Retak Balok.....	132
7.2 Perencanaan Kolom .....	132
7.2.1 Data Perencanaan .....	133
7.2.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom....	134
7.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	135
7.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	135
7.2.5 Persyaratan “ Strong Coloumn Weak Beam”.	135
7.2.6 Perencanaan Tulangan Pengekang Kolom .....	136
7.2.7 Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser .....	137
7.2.8 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom .....	139
7.2.9 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi Kolom	140
7.3 Perencanaan Dinding Geser .....	140
7.3.1 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser .....	141
7.3.2 Batas Kuat Geser Shear Wall .....	143
7.3.3 Penulangan Dinding Geser .....	143
7.3.4 Kontrol Komponen Batas Khusus .....	146
7.3.5 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus .....	148
7.4 Hubungan Balok Kolom .....	150
7.4.1 Dimensi Luas Efektif Join .....	150
7.4.2 Penulangan Transversal pada HBK.....	150
7.4.2 Kuat Geser HBK .....	151

## BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

PRAETKAN.....	153
8.1 Umum.....	153

8.2 Data Perencanaan Beton Pratekan.....	153
8.3 Penentuan Tegangan Ijin Beton .....	154
8.4 Dimensi Penampang Balok Pratekan .....	154
8.5 Beban Balok Pratekan .....	157
8.6 Analisa Gaya Pratekan .....	158
8.7 Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan.....	160
8.8 Kehilangan Gaya Pratekan .....	161
8.9 Momen Retak .....	169
8.10 Kontrol Lendutan .....	170
8.11 Daerah Limit Kabel .....	172
8.12 Penulangan Lunak Tambahan .....	175
8.12.1 Data Perencanaan .....	175
8.12.1 Kontrol Momen Nominal .....	176
8.13 Penulangan Geser.....	180
8.13.1 Data Perencanaan .....	181
8.13.2 Kuat Geser yang Disumbangkan Beton.....	181
8.13.3 Perencanaan Tulangan Geser.....	184
8.14 Pengangkuruan Ujung .....	185
<b>BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>189</b>
9.1 Umum.....	189
9.2 Data Tanah .....	189
9.3 Spesifikasi tiang Pancang.....	189
9.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang.....	190
9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang .....	190
9.4.2 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok .	191
9.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	192
9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	193
9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	196
9.5.3 Beban Vertikal Ekvivalen ( $P_v$ ) .....	197
9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang .....	198
9.6 Perencanaan Poer .....	200
9.6.1 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap .....	201
9.6.2 Penulangan Pile Cap.....	202
9.7 Perencanaan Balok Sloof .....	204
9.7.1 Data Perencanaan .....	205
9.7.2 Penulangan Sloof.....	205

BAB X PENUTUP .....	209
10.1 Kesimpulan .....	209
10.1 Saran.....	210
Daftar Pustaka .....	211
Lampiran .....	213





## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Ilustrasi beton pratekan pratarik .....	9
Gambar 2.2	Ilustrasi beton pratekan pascatarik.....	10
Gambar 2.3	Konsep beton pratekan sebagai bahan elastis .....	11
Gambar 2.4	Momen penahan internal pada beton pratekan dan beton bertulang .....	12
Gambar 2.5	Balok beton menggunakan baja mutu tinggi .....	12
Gambar 2.6	Skematik diagram momen retak .....	19
Gambar 3.1	Diagram alir metodologi tugas akhir .....	28
Gambar 3.2	Tampak gedung 33 lantai.....	29
Gambar 3.3	Denah lantai 20 .....	29
Gambar 3.4	Potongan A-A denah lantai 20.....	30
Gambar 3.5	Potongan B-B denah lantai 20 .....	30
Gambar 3.6	Tampak gedung 20 lantai modifikasi .....	31
Gambar 3.7	Denah lantai 20 modifikasi.....	32
Gambar 3.8	Potongan C-C denah lantai 20 modifikasi .....	32
Gambar 3.9	Potongan D-D denah lantai 20 modifikasi.....	33
Gambar 3.10	$S_s$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B .....	39
Gambar 3.11	$S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B .....	39
Gambar 3.12	PGA, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Rata-rata Geometrik ( $MCE_R$ , Kelas Situs B .....	40
Gambar 3.13	$C_{RS}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik .....	40
Gambar 3.14	$C_{R1}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik .....	40
Gambar 3.15	Pemasangan scaffolding dan balok suri-suri .....	45
Gambar 3.16	Pemasangan bekisting, pipa selongsong dan tendon balok pratekan.....	46
Gambar 3.17	Proses jacking balok pratekan .....	46
Gambar 4.1	Denah rencana balok, kolom dan shear wall .....	51
Gambar 4.2	Pemodelan balok interior.....	54
Gambar 4.3	Pemodelan balok eksterior.....	55

Gambar 4.4	Denah pemodelan pelat lantai apartemen .....	55
Gambar 4.5	Pembebanan kolom.....	61
Gambar 5.1	Jarak $d_x$ dan $d_y$ pada pelat.....	68
Gambar 5.2	Tipe pelat .....	70
Gambar 5.3	Denah tangga .....	74
Gambar 5.4	Potongan melintang tangga .....	75
Gambar 5.5	Pemodelan struktur tangga .....	76
Gambar 5.6	Gaya dalam tangga .....	80
Gambar 5.7	Denah sangkar lift dan balok lift .....	84
Gambar 5.8	Beban pada balok lift 40/25 .....	85
Gambar 5.9	Beban pada balok lift 50/30.....	89
Gambar 5.10	Tributari pembebanan pelat pada balok anak .....	92
Gambar 5.11	Beban ekuivalen trapesium.....	92
Gambar 6.1	Permodelan 3D Struktur Gedung.....	100
Gambar 6.2	$S_s$ , Respon spektral percepatan periode 0,2 detik .....	101
Gambar 6.3	$S_1$ , Respon spektral percepatan periode 1 detik ..	102
Gambar 6.4	Respon spektrum desain .....	107
Gambar 6.5	Pusat massa, pusat kekakuan & eksentrisitas .....	117
Gambar 6.6	Kontrol ketidakberaturan torsional .....	117
Gambar 7.1	Letak balok induk 60/40 yang direncanakan .....	121
Gambar 7.2	Variasi $\phi$ dengan regangan tarik netto dalam baja tarik terluar, $\epsilon_t$ , dan $c/d_t$ untuk tulangan mutu 420 dan untuk baja pratekan.....	123
Gambar 7.3	Letak kolom $100 \times 85$ cm yang direncanakan....	133
Gambar 7.4	Diagram interaksi aksial vs. momen kolom .....	134
Gambar 7.5	Denah lokasi shear wall yang direncanakan .....	141
Gambar 7.6	Pemodelan dinding geser panel 1 & 2 .....	145
Gambar 7.7	Diagram interaksi dinding geser panel 1 & 2 .....	146
Gambar 7.8	Sketsa HBK .....	147
Gambar 8.1	Penampang komposit balok pratekan .....	156
Gambar 8.2	Diagram kehilangan akibat kekangan kolom .....	165
Gambar 8.3	Batas daerah limit kabel .....	172
Gambar 8.4	Persamaan parabola untuk menentukan posisi tendon .....	174

Gambar 8.5	Penampang tumpuan balok pratekan .....	178
Gambar 8.6	Penampang lapangan balok pratekan.....	179
Gambar 9.1	Denah rencana pondasi .....	192
Gambar 9.2	Grafik daya dukung tiang pancang tunggal .....	195
Gambar 9.3	Konfigurasi rencana pondasi kelompok .....	196
Gambar 9.4	Penampang tiang pancang .....	200
Gambar 9.5	Pemodelan kantilever pilecap arah X dan Y .....	202
Gambar 9.6	Denah sloof yang ditinjau.....	205



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Koefisien susut beton pasca tarik .....	14
Tabel 2.2	Nilai C, faktor relaksasi .....	16
Tabel 2.3	Nilai $K_{re}$ dan J .....	17
Tabel 2.4	Nilai koefisien friksi tendon pasca tarik .....	18
Tabel 2.5	Strand properties.....	21
Tabel 2.6	Tendon properties.....	22
Tabel 4.1	Dimensi balok induk.....	52
Tabel 4.2	Dimensi balok anak .....	53
Tabel 4.3	Beban mati pelat untuk kolom.....	61
Tabel 4.4	Beban hidup pelat untuk kolom.....	62
Tabel 5.1	Beban mati pelat atap .....	66
Tabel 5.2	Beban mati pelat lantai apartemen .....	66
Tabel 5.3	Beban mati pelat lantai area parkir .....	67
Tabel 5.4	Penulangan pelat lantai area parkir.....	71
Tabel 5.5	Penulangan pelat lantai apartemen .....	72
Tabel 5.6	Penulangan pelat lantai atap .....	73
Tabel 5.7	Pembebanan mati pelat tangga .....	75
Tabel 5.8	Pembebanan mati pelat bordes .....	75
Tabel 5.9	Pembebanan mati balok bordes .....	81
Tabel 5.10	Beban ultimate pelat pada balok anak .....	93
Tabel 5.11	Perhitungan penulangan lentur balok anak.....	97
Tabel 5.12	Perhitungan penulangan geser balok anak.....	98
Tabel 6.1	Beban total beban gravitasi .....	100
Tabel 6.2	Koefisien situs $F_a$ .....	103
Tabel 6.3	Koefisien situs $F_v$ .....	104
Tabel 6.4	Output reaksi dasar hasil SAP 2000 .....	109
Tabel 6.5	Output reaksi dasar analisa ulang SAP 2000.....	110
Tabel 6.6	Distribusi gaya vertikal gempa .....	111
Tabel 6.7	Nilai beban gempa pada masing-masing lantai .....	112
Tabel 6.8	Simpangan ijin lantai .....	113
Tabel 6.9	Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa dinamik arah X .....	114

Tabel 6.10 Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa dinamik arah Y .....	115
Tabel 6.11 Nilai cek presentasi antara base shear frame dan shear wall dari kombinasi beban gempa .....	118
Tabel 6.12 Modal participating mass ratio .....	119
Tabel 7.1 Gaya dalam dinding geser .....	142
Tabel 8.1 Perhitungan momen.....	158
Tabel 8.2 Letak posisi tendon.....	174
Tabel 9.1 Daya dukung tiang pancang tunggal .....	194



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan tempat tinggal semakin meningkat dan berbanding lurus dengan bertambahnya jumlah penduduk. Lahan yang terbatas menjadi salah satu faktor adanya hunian tempat tinggal yang dibangun secara vertikal atau biasa kita sebut dengan gedung hotel atau pun gedung apartemen. Selain bisa memanfaatkan lahan yang terbatas tersebut, hotel atau pun apartemen mampu menampung penghuni yang lebih banyak. Di Indonesia, pembangunan suatu gedung harus memenuhi standar gedung yang tahan gempa, mengingat wilayah Indonesia termasuk ke dalam kawasan *ring of fire* dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa. Sehingga, gedung hotel dan apartemen yang dirancang tahan gempa tersebut dapat meminimalisir adanya korban dari penghuninya akibat bencana gempa bumi.

Perencanaan pembangunan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya terletak di jalan Ahmad Yani Surabaya. Apartemen tersebut dirancang memiliki 1 *basement*, ketinggian 33 lantai dan roof. Ketinggian gedung tersebut akan dimodifikasi menjadi 20 lantai serta penggunaan balok beton pratekan diperlukan pada lantai 20 yang akan dialih fungsikan sebagai ruang seminar. Adanya ruang seminar diperlukan sebagai tempat pertemuan, rapat maupun jamuan acara lainnya dimana ruangan tersebut harus memiliki pandangan yang luas dan nyaman tanpa terhalang kolom bangunan sehingga diperlukan balok beton pratekan dalam konstruksi ruang seminar tersebut.

Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi, yaitu beton dan baja, dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Kemampuan beton dalam menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Sehingga,

beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan modern yang berkekuatan tinggi (*Lin & Burns, 1988*).

Dalam Tugas Akhir ini perencanaan pembangunan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya menggunakan Sistem Ganda untuk mendesain beton bertulang pada keseluruhan struktur dan penggunaan balok pratekan pada ruang seminar yang tidak membutuhkan kolom di tengah-tengah ruangan sehingga ruang seminar menjadi lebih nyaman dan luas dibandingkan dengan penggunaan balok nonpratekan yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar. Sistem Ganda (*dual system*) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka utama, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK). Untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya (*Tavio & Kusuma, 2009*). Sistem Ganda pada umumnya digunakan untuk perancangan gedung tingkat tinggi yang dibangun didaerah zona gempa sedang sampai kuat.

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2013 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2012 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 03-1727-2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan tentang desain balok pratekan yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

## **1.2 Permasalahan**

Rumusan masalah pada tugas akhir ini adalah bagaimana memodifikasi dan merencanakan pembangunan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dengan menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan. Sedangkan detail permasalahan yang ditinjau adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain gedung sesuai peraturan yang ada.
2. Bagaimana merencanakan struktur utama gedung meliputi balok induk, kolom, hubungan balok kolom serta dinding struktural.
3. Bagaimana menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu getar alami fundamental, dan simpangan.
4. Bagaimana merencanakan struktur sekunder gedung meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok penggantung lift.
5. Bagaimana memodelkan pembebanan yang terjadi dan menganalisis struktur menurut sistem struktur yaitu Sistem Ganda, serta beton pratekan dengan metode pasca tarik (*post tension*).
6. Bagaimana menggambarkan hasil perencanaan dan perhitungan ke dalam gambar teknik.

### 1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah memodifikasi dan merencanakan pembangunan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dengan menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan. Detail tujuan dari permasalahan yang ditinjau yaitu :

1. Menentukan perencanaan preliminary desain sesuai peraturan yang ada.
2. Merencanakan struktur utama gedung meliputi balok induk, kolom, hubungan balok kolom serta dinding struktural.
3. Menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu getar alami fundamental, dan simpangan.
4. Merencanakan struktur sekunder gedung meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok penggantung lift.
5. Memodelkan pembebanan yang terjadi dan menganalisis struktur menurut sistem struktur yaitu Sistem Ganda,



serta beton pratekan dengan metode pasca tarik (*post tension*).

6. Menggambarkan hasil perencanaan dan perhitungan ke dalam gambar teknik.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Pada penulisan Tugas Akhir ini diberikan beberapa batasan masalah sebagai berikut :

1. Memodifikasi gedung yang semula memiliki ketinggian 33 lantai diubah menjadi 20 lantai.
2. Perencanaan balok pratekan hanya pada lantai ke-20 yang dialihfungsikan sebagai Ruang Seminar.
3. Perencanaan gedung pada wilayah gempa Surabaya.
4. Tidak merencanakan perhitungan struktur pada lantai basement dan akses ke lantai parkir.
5. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, plumbing, *mechanical*, instalasi listrik, dan finishing.
6. Tidak menghitung anggaran biaya.

#### **1.5 Manfaat**

Tugas Akhir ini diharapkan dapat memberikan manfaat sebagai berikut :

1. Memahami perencanaan pembangunan gedung bertingkat yang menggunakan Sistem Ganda serta pemakaian beton pratekan pada struktur balok di wilayah zona gempa Surabaya.
2. Memberi masukan atau pun referensi bagi perencanaan lanjutan di bidang metode balok pratekan.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Perencanaan modifikasi pada Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda dengan letak bangunan yang berada pada zona gempa Surabaya dimana perancangan struktur gedung tahan gempa dengan sistem rangka gedung dan dinding struktural didasarkan pada tata cara SNI 03-1726-2012. Gedung yang memiliki ketinggian 33 lantai akan dimodifikasi menjadi setinggi 20 lantai. Pada lantai 20 akan dibuat ruang seminar yang akan dirancang dengan menggunakan beton pratekan, mengingat kebutuhan akan ruangan yang luas tanpa adanya kolom di tengah bentang.

#### **2.2. Beton Bertulang**

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (*Wikana & Widayat, 2007*).

Beton pada dasarnya kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik, oleh karena itu beton dipadukan dengan baja tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga didapatkanlah suatu kesatuan beton bertulang yang bisa digunakan pada konstruksi bangunan. Menurut SNI 03-2847-2002 beton bertulang adalah

beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan (beton dan baja tulangan) dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

### **2.3. Beton Pratekan**

Beton merupakan salah satu bahan yang mempunyai kuat tekan yang tinggi namun dari segi kuat tarik yang rendah, sedangkan baja merupakan material yang mempunyai kuat tarik tinggi. Oleh karenanya kedua bahan tersebut diharapkan dapat dikombinasikan agar didapat bahan yang kuat terhadap tarik dan tekan (*Budiadi, 2008*). Kombinasi yang terjadi pada beton pratekan merupakan kombinasi yang aktif dari beton dan baja, yaitu dengan menarik baja dengan tegangan gaya tertentu dan melepaskannya sehingga mewujudkan beton dalam keadaan tertekan.

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton pratekan pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton pratekan mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara – cara aktif , hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahanya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Dengan kombinasi aktif ini akan didapat perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Jadi beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (*Lin & Burns, 1988*).



### **Tinjauan adanya struktur balok beton pratekan.**

Pengaruh dari struktur portal kolom dan balok terhadap balok beton pratekan terletak pada gaya aksial dan momen yang diterima. Adanya gaya pratekan awal (aksial) yang bekerja pada balok portal dengan suatu penampang kolom, maka gaya aksial yang bekerja pada balok tersebut akan berkurang. Besarnya nilai gaya aksial yang berkurang tersebut akan menjadi gaya geser pada kolom. Pengurangan gaya aksial pada balok ini dikarenakan pengaruh kekakuan kolomnya. Bila kolom tersebut diperbesar penampangnya, maka gaya aksial (pratekan) yang bekerja pada balok dapat dipastikan akan berkurang. Besarnya momen yang terjadi pada balok tersebut juga mengalami perubahan. Momen tersebut dihasilkan oleh gaya aksial pratekan terhadap jarak eksentrisitas kabel terhadap titik berat penampang beton. Dengan adanya kolom pada balok menerus pratekan, maka besarnya nilai momen yang terjadi pada balok juga akan berkurang. Kekakuan kolom membuat momen-momen yang seharusnya terjadi pada balok terserap pada area kolom (Suryadi, 2009).

#### **2.3.1. Gaya Pratekan**

Gaya pratekan dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya pratekan yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan untuk mengetahui gaya pratekan efektif yang diperlukan adalah (Lin & Burns, 1988) :

$$F = T = \frac{M_T}{0,65h}$$

Keterangan :

$M_T$  = Momen Total

$h$  = Tinggi Balok

#### **2.3.2. Tegangan Ijin pada Baja dan Beton**

Tegangan ijin baja sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.5 tidak boleh melampaui nilai- nilai berikut :

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon yang bekerja pada kabel.  $0,94 f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil

dari  $0,8 f_{pu}$  dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur.

- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan.  $0,70 f_{pu}$

Tegangan ijin pada beton sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.3.3 dan 18.4 :

1. Beton pratekan akan diklasifikasikan sebagai kelas U sehingga tegangan serat terjauh dalam kondisi tarik pada saat beban layan adalah kurang dari sama dengan  $0,62 \sqrt{f'_c}$
2. Tegangan beton sesaat sesudah penyaluran gaya pratekan (sebelum terjadinya kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 tidak boleh melampaui nilai berikut :
  - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan  $0,60 f'_{ci}$
  - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana  $0,70 f'_{ci}$
3. Tegangan beton pada kondisi beban layan (berdasarkan pada sifat penampang tak retak, setelah pembolehan untuk semua kehilangan pratekan) untuk komponen struktur lentur pratekan kelas U dan kelas T sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2 tidak boleh melampaui nilai berikut :
  - Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh pratekan, beban mati dan beban hidup tetap  $0,45 f'_c$
  - Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh pratekan, beban mati dan beban hidup total  $0,60 f'_c$

Dimana :

$f_{pu}$  = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f_{ci}$  = kuat tekan beton pada saat pemberian pratekan awal, Mpa

$f_c$  = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

### 2.3.3 Metode Sistem Pratekan

#### 1. Sistem Pratarik (Pre-tension)

Sistem pratarik dimana tendon terlebih dahulu ditarik antara blok-blok angkur yang tegar (*rigid*) yang dicetak di atas tanah



atau di dalam suatu kolom atau perangkat cetakan pratarik, dan beton selanjutnya di cor dan dipadatkan sesuai dengan bentuk dan ukuran yang diinginkan. Oleh karena semua metode pratarik bersandar pada rekatan yang timbul antara baja dan beton sekelilingnya, adalah penting bahwa setiap tendon harus merekat sepenuhnya sepanjang seluruh panjang badan. Setelah beton mengering, tendon dilepaskan dari alas prapenarikan dan pratekan ditransfer ke beton (Budiadi, 2008).

Transfer pratekan beton biasanya dilaksanakan dengan dongkrak hidrolik atau dongkrakan sekrup yang besar, dimana semua kawat dilepaskan secara bersamaan setelah beton mencapai kekuatan tekan yang disyaratkan.



**Gambar 2.1** Ilustrasi beton pratekan pratarik  
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

## 2. Sistem Pascatarik (Post-tension)

Sistem pascatarik dimana unit beton terlebih dahulu dicetak dengan memasukkan saluran atau alur untuk menempatkan tendon. Apabila beton sudah cukup kuat, maka kawat bermutu tinggi ditarik dengan menggunakan bantalan dongkrak pada permukaan ujung batang dan kawat diangkurkan dengan pasak atau mur. Gaya-gaya diteruskan ke beton oleh angkur ujung dan juga apabila kabel melengkung, melalui tekanan radial antara

kabel dan saluran. Ruang antara tendon dan saluran pada umumnya digROUT setelah penarikan (*Budiadi, 2008*).



**Gambar 2.2** Ilustrasi beton pratekan pascatarik  
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

Berdasarkan pada ikatan tendon dengan betonnya, pasca-tarik terbagi menjadi dua bagian, yaitu :

1. *Bonded*, setelah gaya pratekan diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon diisi dengan material grout.
2. *Unbonded*, setelah gaya pratekan diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon dibiarkan begitu saja. Adapun perlindungan tendon dari korosi biasanya dilakukan dengan system yang tahan air (*waterproof*).

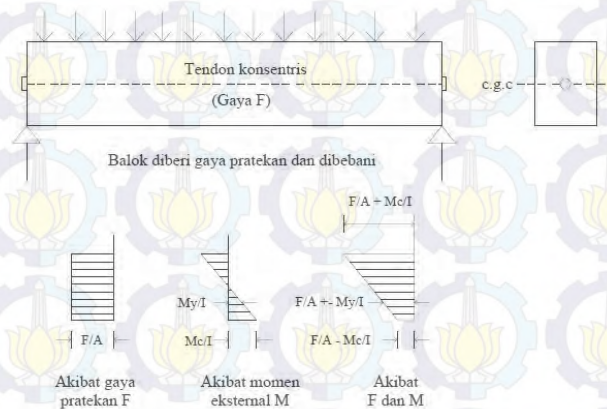
#### 2.3.4. Prinsip Dasar Beton Pratekan

1. Sistem Prategang Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis.

Pada konsep yang pertama ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton pratekan pada dasarnya adalah beton

yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang pada dasarnya tidak mampu menahan tarik namun mampu memikul tekan dengan dilakukannya penekanan ( *pemberian gaya pratekan* ) beton menjadi dapat memikul tegangan tarik (Lin & Burns, 1988).

Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya pratekan oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal, seperti gambar 2.3.

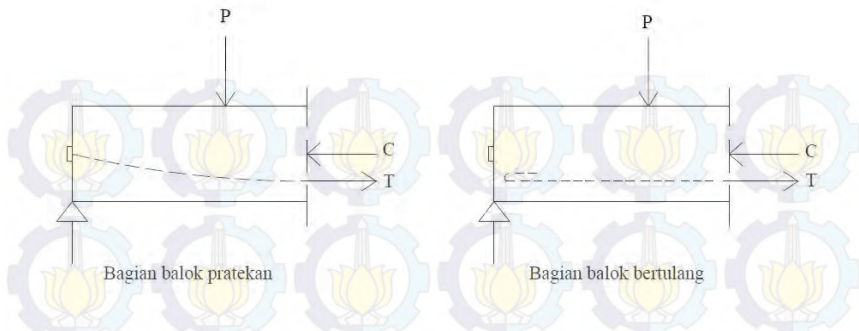


**Gambar 2.3** Konsep beton pratekan sebagai bahan yang elastis  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

## 2. Sistem Pratekan Untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.

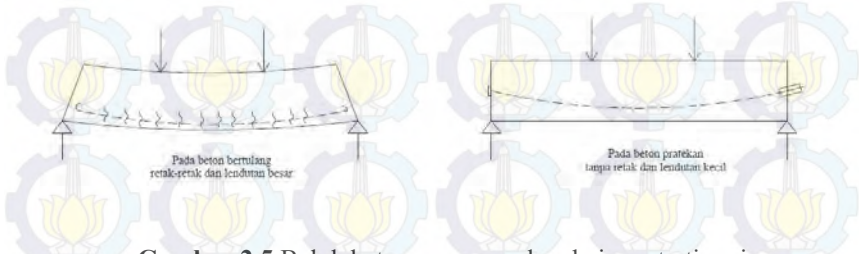
Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.





**Gambar 2.4** Momen penahan internal beton pratekan dan beton bertulang  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Pada beton pratekan baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Karena jika baja mutu tinggi tersebut ditanamkan seperti pada beton bertulang biasa, akan terjadi retak – retak di beton sekitar sebelum seluruh kekuatan baja digunakan.



**Gambar 2.5** Balok beton menggunakan baja mutu tinggi  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

### 3. Sistem Pratekan Untuk Mencapai Keseimbangan Beban.

Konsep ini menggunakan pratekan sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan disain struktur beton pratekan, pengaruh dari pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

### 2.3.5 Kehilangan Gaya Pratekan

Berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin, kehilangan gaya pratekan yang terjadi antara lain :

#### a. Rangkak (CR)

Rangkak pada beton terjadi karena deformasi akibat adanya tegangan pada beton sebagai satu fungsi waktu. Pada struktur beton pratekan, rangkak mengakibatkan berkurangnya tegangan pada penampang.

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana :

$K_{cr}$  = Koefisien rangkak = 2,0 untuk pratarik  
= 1,6 untuk pasca tarik

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton saat umur beton 28 Hari

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja Pratekan

$f_{cir}$  = Tegangan beton pada level pusat baja segera setelah transfer

$f_{cds}$  = Tegangan beton akibat beban mati ekstra setelah diberi pratekan

#### b. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada struktur yang menggunakan kabel tunggal, tidak mengalami kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan beton, karena gaya pada kabel diukur setelah perpendekan tersebut terjadi. Namun pada penampang yang memakai lebih dari satu kabel, maka kehilangan gaya pratekan ditentukan oleh kabel yang pertama ditarik dan memakai harga setengahnya untuk mendapatkan rata-rata semua kabel. Kehilangan gaya pada struktur pasca tarik didapat dengan :

$$ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dimana :

$K_{es}$  = 1.0 untuk komponen struktur pratarik.

$K_{es} = 0.5$  untuk struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berturut-turut ditarik dengan gaya yang sama.

$E_s$  = modulus elastisitas baja

$f_{c_{ir}}$  = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

c. Susut Beton (SH)

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor, meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, tipe perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian pratekan, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Struktur pascatarik, kehilangan pratekan akibat susut agak lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian pasca tarik. Besarnya kehilangan pratekan akibat susut pada beton dapat dihitung dengan rumus, yaitu :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Dimana :

$v/s$  = ratio volume beton pratekan dibagi luas permukaan beton pratekan

$RH$  = kelembaban relatif udara sekitar

$E_s$  = modulus elastisitas baja

$K_{sh}$  = koefisien jangka waktu perawatan

Untuk metode pasca tarik ditentukan dalam tabel 2.1

**Tabel. 2.1** Koefisien Susut Beton Pasca Tarik  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

$K_{SH}$	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,92	1
0,85	3
0,8	5
0,77	7



$K_{SH}$	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

d. Relaksasi pada tendon (RE)

Akibat terjadinya perpendekan elastis (kehilangan gaya pratekan seketika setelah peralihan) dan gaya pratekan yang tergantung waktu, CR dan SH ada pengurangan berkelanjutan pada tegangan beton, jadi kehilangan gaya prategang akibat relaksasi berkurang. Sebenarnya balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada nilai waktu. Oleh karena itu, ACI memberikan perumusan untuk menghitung kehilangan gaya pratekan dimana nilai dari  $K_{re}$ , J dan C tergantung dari jenis dan tipe tendon, dimana untuk strand atau kawat stress yang dipakai adalah *relieved* derajat 1.745 Mpa. Adapun perumusan tersebut yaitu:

$$RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \}$$

Dimana :

$K_{re}$  = koefisien relaksasi

J = faktor waktu

C = faktor relaksasi

SH = kehilangan tegangan akibat susut

CR = kehilangan tegangan akibat rangkai

ES = kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

**Tabel 2.2** Nilai C

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins &amp; H. Burns)

$f_{pi}/f_{pu}$	stress-relieved strand or wire	stress-relieved bar or low relaxation strand or wire
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33



**Tabel 2.3** Nilai  $K_{re}$  dan  $J$ 

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins &amp; H. Burns)

Type of tendon		$K_{re}$ (MPa)	$J$
1	Strand/kawat stress-relieved 1860 MPa	138	0,15
2	Strand/kawat stress-relieved 1720 MPa	128	0,14
3	Kawat stress-relieved 1655 & 1620 MPa	121	0,13
4	Strand relaksasi rendah 1860 MPa	35	0,040
5	Kawat relaksasi rendah 1720 MPa	32	0,037
6	Kawat relaksasi rendah 1655 & 1620 MPa	30	0,035
7	Batabg stress-relieved 1000 & 1100 MPa	41	0,05

## e. Pengangkuran / Slip Angkur (ANC)

Slip pada angkur terjadi sewaktu kawat dilepaskan dari mesin penarik dan ditahan pada angkur. Panjang atau besarnya slip tergantung pada tipe angkur dan tegangan pada kawat tendon. Harga rata-rata panjang slip akibat pengangkuran adalah 2,5 mm. Untuk menentukan kehilangan tegangan akibat slip dapat digunakan persamaan berikut :

$$ANC = F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps}$$

Dimana :

$F_{pA}$  = kehilangan gaya pratekan akibat slip angkur

$\Delta f_{pA}$  = besarnya gaya kehilangan pratekan akibat angkur

$A_{ps}$  = luas penampang tendon

## f. Friksi / Gesekan Kabel (Ps)

Pada struktur beton pratekan dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (jacking) dan angkur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (pressure gauge). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wooble). Untuk itu digunakan koefisien wooble,  $K$ , dan

koefisien kelengkungan  $\mu$ . Kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon pasca tarik harus dihitung dengan rumus:

$$F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dimana :

$F_{pF}$  = gaya pratekan yang terjadi akibat gesekan

$K$  = Koefisien Wooble

$L$  = panjang balok pratekan

$\mu$  = koefisien kelengkungan

$\alpha$  = perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

**Tabel 2.4** Nilai koefisien friksi tendon pasca tarik  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Tipe tendon		Koef. Wobble K per meter	Koef. Kelengkungan $\mu$
Tendon pada selubung logam fleksibel	Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
	Batang kekuatan tinggi	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
	Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066	0,015 - 0,25
Tendon pada selubung logam kaku	Strand 7 kawat	0,0007	0,15 - 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,001 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastik	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

### 2.3.6 Momen Retak.

Momen Retak ( $M_{cr}$ ) pada struktur beton pratekan dihitung berdasarkan teori elastik. Retak terjadi apabila serat beton terjauh

mencapai *modulus of Ruptur* ( $f_r$ ) sebesar  $0,7 \sqrt{f_c}$ . Dengan rumus dasar  $f_r$  dapat dihitung sebagai berikut :

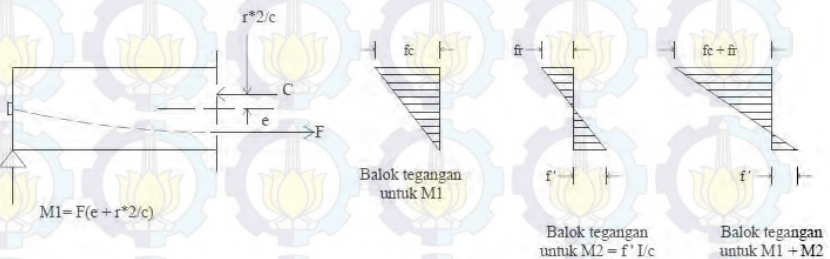
$$-\frac{F}{A} - \frac{Fec}{I} + \frac{Mc}{I} = f_r$$

Perumusan momen retak :

$$M_1 = F(e + \frac{r^2}{c})$$

$$M_2 = \frac{f_r \times I}{c}$$

$$\text{Jadi, } M_{cr} = M_1 + M_2$$



**Gambar 2.6** Skematik diagram momen retak

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Dimana :

$F$  = gaya pratekan efektif setelah kehilangan

$I$  = inersia balok

$e$  = eksentrisitas dari garis netral beton pratekan (c.g.c.) ke tendon baja (c.g.s.)

$A$  = luas penampang balok

$f_r$  = modulus keruntuhan

### 2.3.7 Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis



penampang balok. Adapun rumus – rumus yang digunakan untuk menghitung momen nominal yaitu :

$$\begin{aligned} T &= A_{ps} \times f_{ps} \\ A_{ps} &= b_w \times d \times \rho_p \\ f_{ps} &= f_{pu} \left( 1 - 0,5 \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f_c'} \right) \\ a &= T / ( 0,85 \times f_c' \times b_w ) \\ M_n &= T \left( d - \frac{a}{2} \right) \end{aligned}$$

Dimana :

$M_n$  = momen nominal penampang

$T$  = gaya tarik (tensile) =  $A_{ps} \times f_{ps}$

$A_{ps}$  = luas tulangan pratekan dalam daerah tarik

$f_{ps}$  = tegangan tulangan pratekan di saat mencapai kuat nominalnya

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang

$a$  = tinggi blok tekan persegi ekuivalen

### 2.3.8 Lendutan Pada Balok Pratekan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

a. Lendutan ke atas (*camber*) akibat tekanan tendon

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{E_c \times I}$$

Dimana :

$F_o$  = gaya pratekan awal

$E_c$  = modulus elastisitas beton

$I$  = momen inersia penampang



- b. Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}, \text{ dimana } q = \text{beban merata}$$

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI}, \text{ dimana } P = \text{beban terpusat di tengah bentang}$$

### 2.3.9 Tipe Strand dan Tendon Unit

Baja yang digunakan untuk memberikan gaya pratekan menggunakan baja mutu tinggi. Baja mutu tinggi merupakan bahan yang dapat menghasilkan gaya pratekan dan mensuplai gaya tarik pada beton pratekan. Baja mutu tinggi untuk sistem pratekan biasanya berupa kawat (wire), untai kawat (strand) atau batang (bar).

Berikut ditampilkan tabel untuk strand properties dan tendon properties berdasarkan peraturan dari *VSL Indonesia*.

**Tabel 2.5 Strand Properties**  
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

#### 1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type		prEN 10138 - 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f <sub>yk</sub> (MPa)	1634 <sup>1)</sup>	1640 <sup>1)</sup>	1675 <sup>1)</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>tk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>ak</sub> (kN)	173	185	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>2)</sup> after 1000 h at 20°C and 0.7 x f <sub>yk</sub>	(%)	max. 2.5		

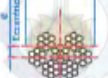
<sup>1)</sup> Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

<sup>2)</sup> Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

<sup>3)</sup> Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

**Tabel 2.6 Tendon Properties.**  
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

**1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")**

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct <sup>1</sup>	Corrugated plastic duct	Steel pipes			
		A <sub>area</sub> to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	(recommended)	VSL PT-PLUS <sup>2</sup>				
		d=12.5 mm A <sub>area</sub> 93 mm²	d=12.5 mm A <sub>area</sub> 100 mm²	d=12.7 mm A <sub>area</sub> 100 mm²	d=12.5 mm A <sub>area</sub> 93 mm²	d=12.5 mm A <sub>area</sub> 100 mm²	d=12.7 mm A <sub>area</sub> 100 mm²	Ø i / Ø e	e		Ø i / Ø e	e	Ø ext x t
		[mm²]	[mm²]	[mm²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5-1	1	93	100	96.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0	
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	6	44/50	12	31.8 x 2.0/2.5/3.0	
5-3	3	279	300	296	519	558	551	50/60	9	66/75	18	33.7 x 2.0/2.5/3.0	
5-4	4	372	400	395	692	744	735	60/75	12	88/100	24	42.4 x 2.0/2.5/3.0	
5-5	5	465	500	494	865	930	919	65/80	15	110/125	30	50.3 x 2.0/2.5/3.0	
5-6	6	558	600	592	1038	1116	1102	70/85	18	132/150	36	58.2 x 2.0/2.5/3.0	
	7	651	700	691	1211	1302	1295	75/90	21	154/175	42	66.1 x 2.0/2.5/3.0	
	8	744	800	790	1384	1488	1470	80/95	24	176/200	48	74.0 x 2.0/2.5/3.0	
5-12	9	837	900	880	1557	1674	1653	85/100	3	90/100	3	90.0 x 2.0/2.5/3.0	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	90/107	10	100/117	10	100.0 x 2.0/2.5/3.0	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	95/112	9	100/117	9	100.0 x 2.0/2.5/3.0	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	100/117	9	100/117	7	100.0 x 2.0/2.5/3.0	
5-15	15	1209	1300	1283	2249	2418	2398	105/122	9	100/117	14	122.5 x 2.0/2.5/3.0	
5-15	16	1302	1400	1382	2422	2604	2572	110/127	9	100/117	13	130.0 x 2.0/2.5/3.0	
	17	1395	1500	1481	2595	2790	2756	115/132	9	100/117	12	137.5 x 2.0/2.5/3.0	
	18	1488	1600	1579	2763	2976	2938	120/137	9	100/117	12	146.3 x 2.0/2.5/3.0	
5-19	17	1581	1700	1675	2941	3162	3123	125/142	11	120/137	11	153.8 x 2.0/2.5/3.0	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	130/147	10	100/117	9	161.3 x 2.0/2.5/3.0	
	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	135/152	9	100/117	9	168.8 x 2.0/2.5/3.0	
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	140/157	10	100/117	20	183.8 x 2.0/2.5/3.0	
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3859	145/162	9	100/117	19	191.3 x 2.0/2.5/3.0	
	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	150/167	8	100/117	18	198.8 x 2.0/2.5/3.0	
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	155/172	12	100/117	19	207.5 x 2.0/2.5/3.0	
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	160/177	11	100/117	18	215.0 x 2.0/2.5/3.0	
	25	2325	2500	2488	4325	4650	4593	165/182	14	100/117	18	222.5 x 2.0/2.5/3.0	
5-27	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	170/187	14	100/117	18	230.0 x 2.0/2.5/3.0	
	27	2511	2700	2655	4671	5022	4960	175/192	15	100/117	17	237.5 x 2.0/2.5/3.0	
	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	180/197	14	100/117	16	245.0 x 2.0/2.5/3.0	
5-31	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	185/202	13	100/117	15	252.5 x 2.0/2.5/3.0	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	190/207	12	100/117	14	260.0 x 2.0/2.5/3.0	
	31	2883	3100	3040	5363	5766	5695	195/212	11	100/117	13	267.5 x 2.0/2.5/3.0	
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	200/217	13	115/121	20	275.0 x 2.0/2.5/3.0	
	33	3069	3300	3225	5709	6138	6062	205/222	12	115/121	19	282.5 x 2.0/2.5/3.0	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	210/227	12	115/121	19	290.0 x 2.0/2.5/3.0	
5-43	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	215/232	13	115/121	18	297.5 x 2.0/2.5/3.0	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	220/237	12	115/121	18	305.0 x 2.0/2.5/3.0	
	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	225/242	16	115/121	18	312.5 x 2.0/2.5/3.0	
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7996	7899	220/237	18	130/136	23	370.0 x 3.0/4.0/5.0	
5-55	55	5115	5500	5429	9315	10230	10104	300/337	47	130/136	47	437.5 x 3.0/4.0/5.0	

1) For duct parallel and

2) For duct PT-PLUS with variable rib anchorage, for PT-PLUS use as in section 3.1.3.

3) All rib ducts (steel or PT-PLUS) shall be used with a cone type casting ribbed contact with VSL representative in plan view. Strands with rib type anchorage must be straight between anchorages or have only one bend with a radius of > 5 m. Strands must always be pushed in prior to concreting. Centrality is negligible.

4) All rib values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications, for special cases (long tendons, many crossings, small radiuses) greater size duct is recommended – please consult with VSL. In any case the filling ratio (rib area / section area) must not be over 0.5 (EN 10158).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

## 2.4 Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio & Kusuma, 2009).

Sistem Ganda pada dasarnya terdiri dari :

1. Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
2. Pemikul beba lateral berupa dinding geser atau rangka bresing (*bracing*) dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
3. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser.

Untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Ganda, rangka utama dan dinding struktur harus didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) (Purwono, 2005).

Menurut SNI-1726-2012 pasal 3.53, tentang perencanaan bangunan terhadap gempa menyebutkan bahwa SRPMK



merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Selanjutnya Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.5 hingga pasal 21.8. Sedangkan Dinding Struktur Beton Khusus diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.

## 2.5 Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dalam menahan beban struktur di atasnya. Terdapat dua macam pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dikatakan pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi ( $D$ ) dengan diameternya ( $B$ ) kurang dari 4 atau lima ( $\frac{D}{B} < 4 \text{ atau } 5$ ) atau 5. Sedangkan pondasi dalam memiliki perbandingan kedalaman pondasi dengan diameternya lebih besar sama dengan 10 ( $\frac{D}{B} \geq 10$ ) (Wahyudi, 1999).

Hal-hal yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan pondasi diantaranya adalah jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah. Hal tersebut sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Pada perencanaan pondasi gedung apartemen De Papilio Tamansari Surabaya menggunakan pondasi tiang pancang yang termasuk jenis pondasi dalam.

### 2.5.1 Daya Dukung Pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil *Standart Penetration Test* (SPT).  
Persamaan Luciano Decourt :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$



Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_P$  = resistance ultimit di dasar pondasi

$Q_S$  = resistance ultimit akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_P \times A_p \times \alpha = (N_P \times K) \times A_p \times \alpha$$

$$Q_S = q_S \times A_S \times \beta = \left( \frac{N_S}{3} + 1 \right) \times A_S \times \beta$$

Dimana :

$N_P$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

B = diameter dasar pondasi

K = koefisien karakteristik tanah :

$$12 \text{ t/m}^2 = 117.7 \text{ kPa} \quad (\text{lempung})$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berlempung})$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berpasir})$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa} \quad (\text{pasir})$$

$A_P$  = luas penampang dasar tiang

$q_P$  = tegangan diujung tiang

$N_S$  = harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan  $3 \leq N_S \leq 50$

$A_S$  = luas selimut tiang

$q_S$  = tegangan akibat lekatan lateral t/m<sup>2</sup>

$\alpha$  dan  $\beta$  = koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

### 2.5.2 Daya Dukung Group Tiang Pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut. (Wahyudi, 1999).

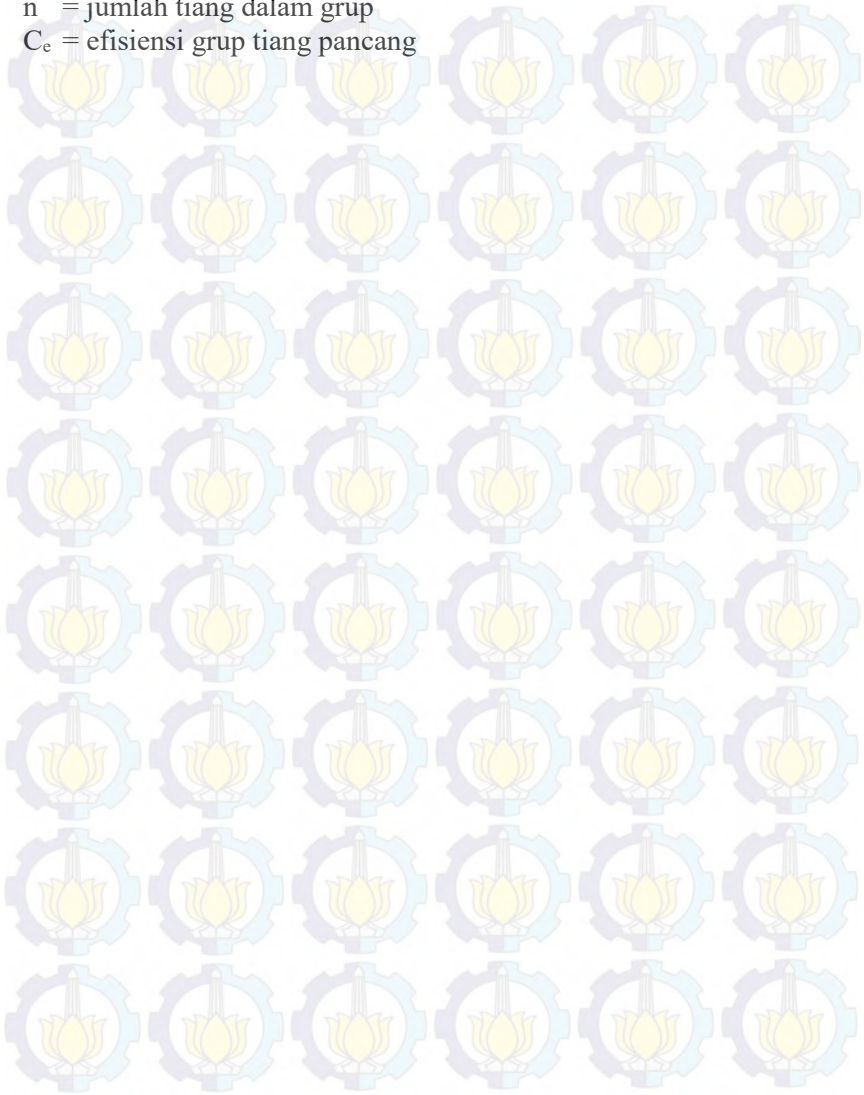
$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tiang pancang

$n$  = jumlah tiang dalam grup

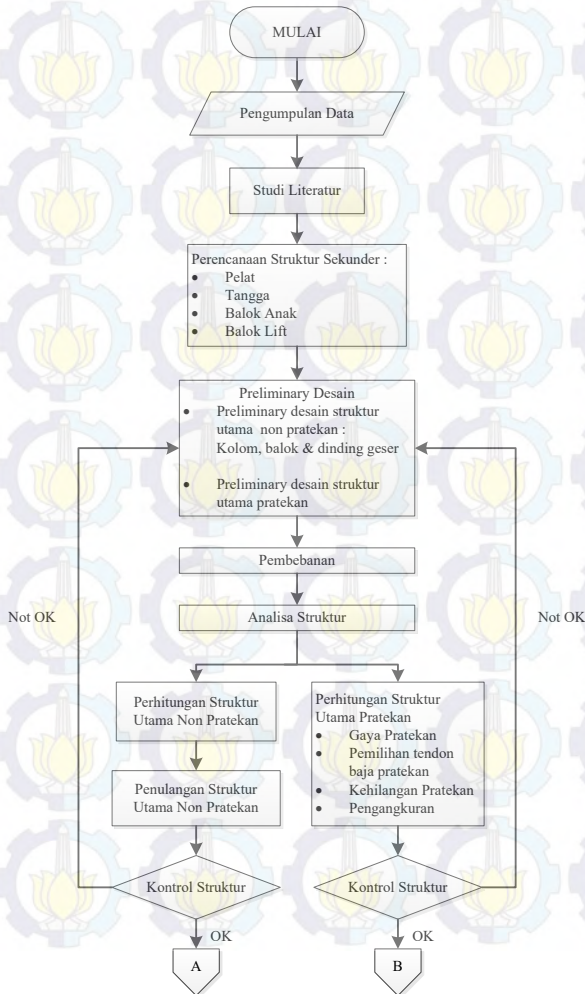
$C_e$  = efisiensi grup tiang pancang

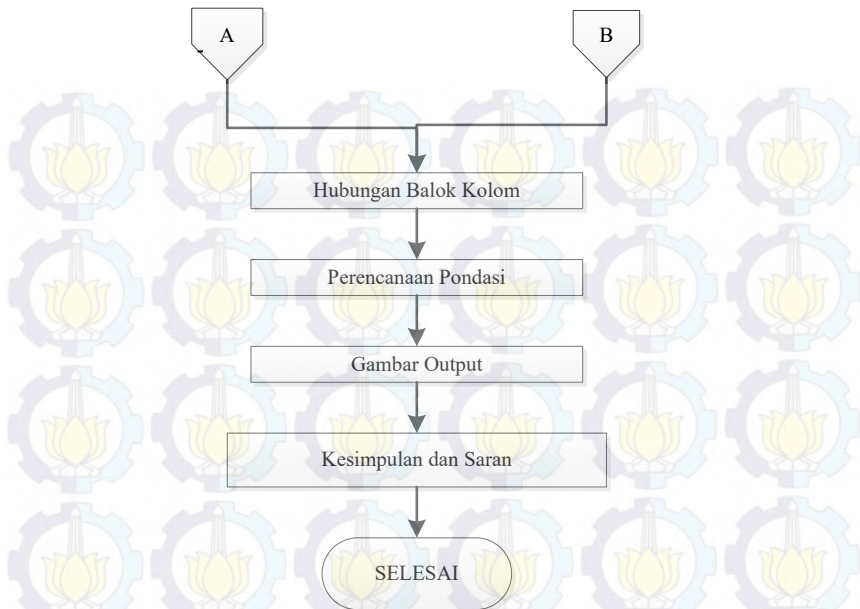


## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :





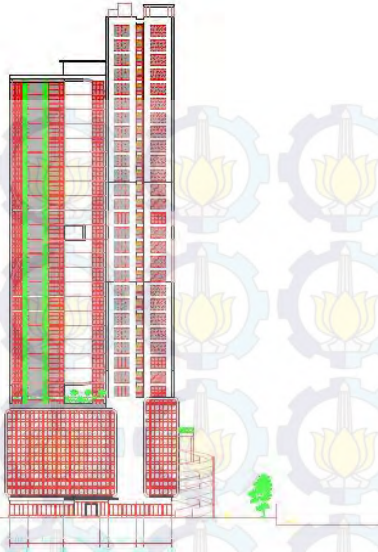
**Gambar 3.1** Diagram alir metodologi penyelesaian tugas akhir

### 3.2 Pengumpulan Data

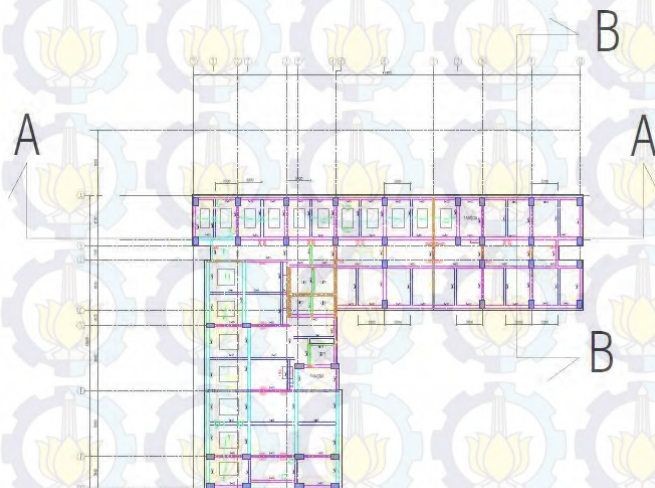
Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Tipe Bangunan	: Gedung Apartemen
Lokasi	: Jl. Ahmad Yani, Surabaya
Zona Gempa	: Sedang/menengah
Jumlah Lantai	: 33 lantai
Tinggi Bangunan	: $\pm 109,50$ m
Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 40 Mpa
Mutu Baja ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Gambar eksisting	:

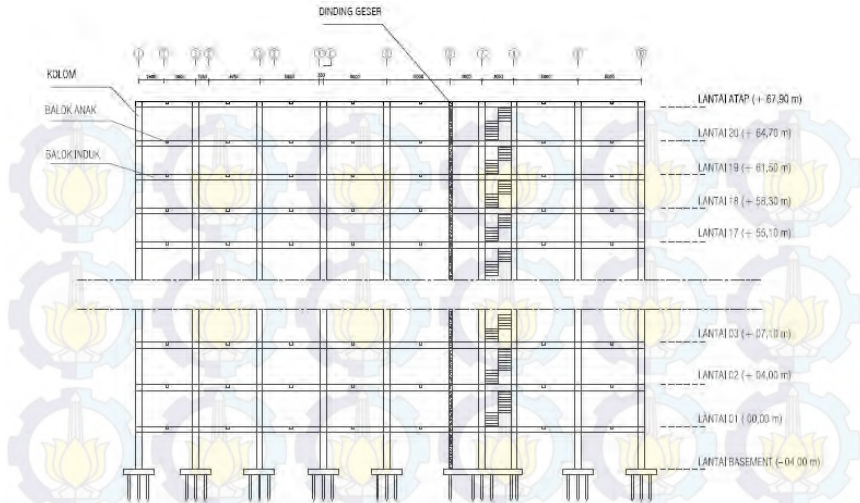




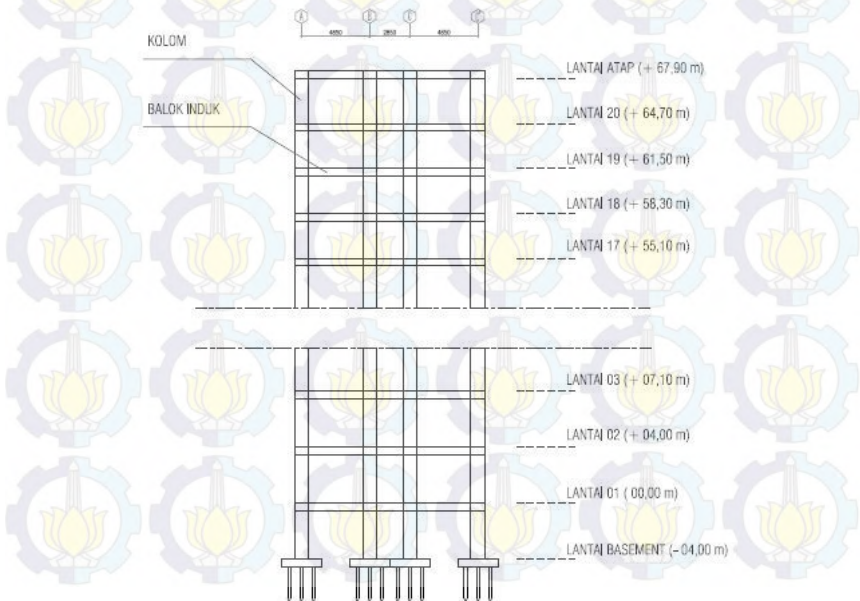
**Gambar 3.2** Tampak gedung 33 lantai  
(Sumber : Gambar CAD De Papilio Tamansari)



**Gambar 3.3** Denah lantai 20  
(Sumber : Gambar CAD De Papilio Tamansari)



**Gambar 3.4 Potongan A-A denah lantai 20**



**Gambar 3.5 Potongan B-B denah lantai 20**

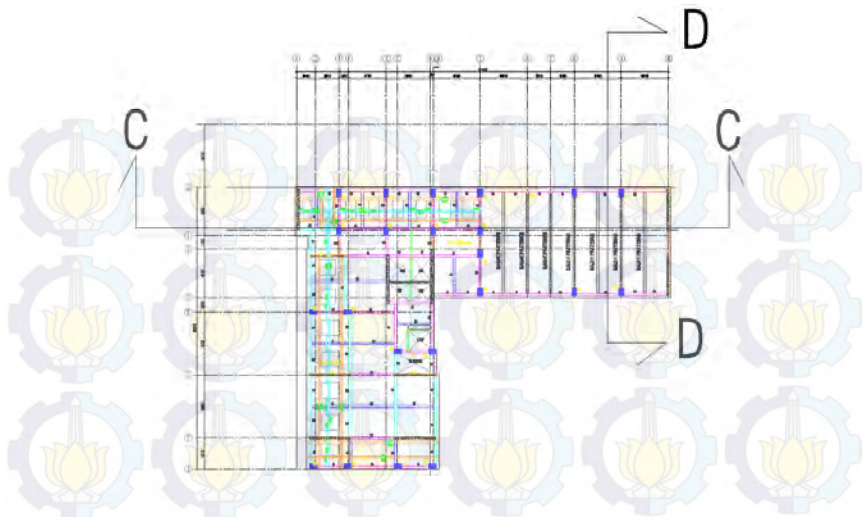
Data bangunan yang akan dimodifikasi dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Jumlah Lantai : 20 lantai  
Tinggi Bangunan :  $\pm 67,90$  m  
Sistem Struktur : Sistem Ganda  
Digunakan Balok Pratekan pada ruang seminar lantai 20  
Data tanah terlampir  
Gambar rencana modifikasi :

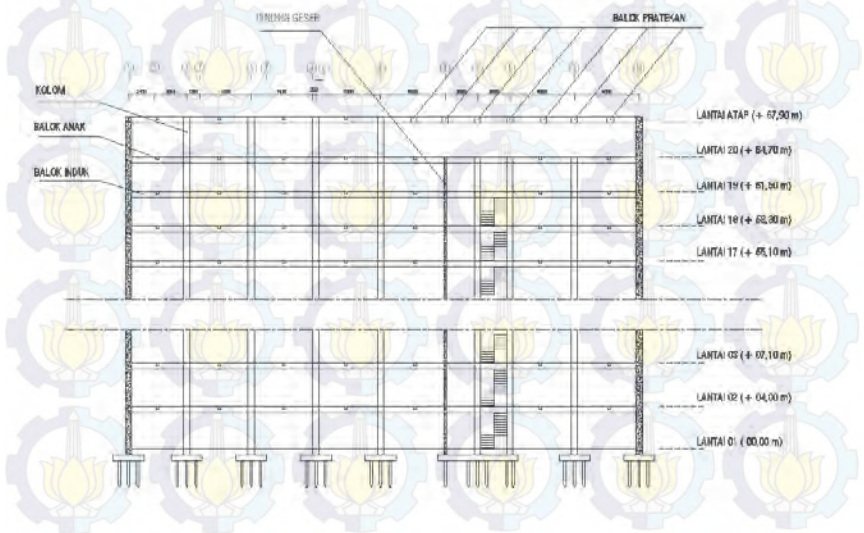


**Gambar 3.6** Tampak gedung 20 lantai modifikasi  
(Sumber : Gambar CAD De Papilio Tamansari)

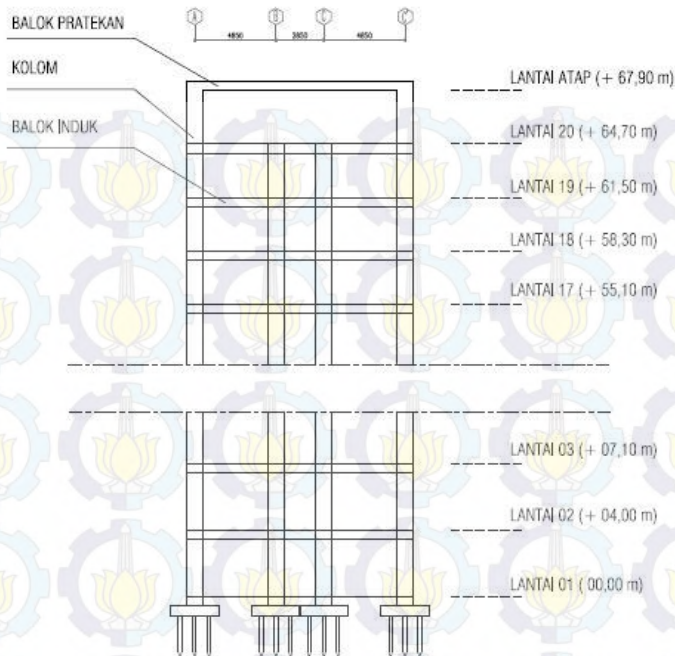




**Gambar 3.7** Denah lantai 20 modifikasi  
(Sumber : Gambar CAD De Papilio Tamansari)



**Gambar 3.8** Potongan C-C denah lantai 20 modifikasi



**Gambar 3.9** Potongan D-D denah lantai 20 modifikasi

### 3.3. Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Peraturan yang dipakai diantaranya :

1. SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Gedung.
3. SNI 03-1727-2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan untuk Bangunan Gedung.
4. Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983.
5. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.

### 3.4 Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus memperhatikan faktor daya tahan terhadap gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut:

1. Situs SA dan SB (Resiko Gempa Rendah). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (Resiko Gempa Sedang). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE dan SF (Resiko Gempa Tinggi). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) dengan beton khusus.

Berdasarkan data tanah yang diperoleh, Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya memiliki sifat tanah pada kelas situs SD terletak pada zona gempa menengah atau sedang dan dalam modifikasi perencanaannya menggunakan Sistem Ganda dimana sistem strukturnya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) serta Sistem Dinding Struktur Khusus.

Struktur gedung dalam perancangan struktur rangka utama yang terjadi harus memenuhi syarat *Strong Coloumn-Weak Beam* atau konsep kolom kuat balok lemah, dimana kolom tidak boleh runtuh terlebih dahulu sebelum balok. Konsep ini harus dipenuhi dalam mendesain struktur sistem ganda pada daerah gempa tinggi yang artinya ketika struktur menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis diujung-ujung balok, kaki kolom, dan kaki dinding geser saja.

### 3.5. Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :



## 1. Perencanaan Pelat.

Penentuan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2

- Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara dua tumpuan dan memiliki  $\alpha_{fm} \leq 0,2$ , harus memenuhi ketentuan tabel 9.5(c) dan tidak kurang dari :

125 mm untuk tebal pelat tanpa panel drop

100 mm untuk tebal pelat dengan panel drop

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 :

- Untuk  $0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi  $h = \frac{\ell n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$  dan tidak boleh kurang dari 125 mm
- Untuk  $\alpha_{fm} \geq 2$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari  $h = \frac{\ell n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

$\ell n$  = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

$\beta$  = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

$\alpha_{fm}$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

$\alpha_f$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

$f_y$  = kuat leleh baja non-prategang (Mpa)

## 2. Perencanaan Tangga.

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana :  $t$  = tinggi injakan

$I$  = lebar injakan

$\alpha$  = sudut kemiringan tangga ( $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ )

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

### 3. Perencanaan Balok Lift.

### 3.6 Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati (SNI 03-1727-2013) pasal 3.
2. Beban Hidup (SNI 03-1727-2013) pasal 4.
3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-1726-2012.

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

Persamaan 1  $U = 1,4D$

Persamaan 2  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 3  $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$

Persamaan 4  $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 5  $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$

Persamaan 6  $U = 0,9D + 1,0W$

Persamaan 7  $U = 0,9D + 1,0E$

kecuali sebagai berikut:

- (a) Faktor beban pada beban hidup  $L$  dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana  $L$  lebih besar dari  $4,8 \text{ kN/m}^2$ .
- (b) Bila  $W$  didasarkan pada beban angin tingkat layan,  $1,6W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $1,0W$  dalam Pers. (4) dan (6), dan  $0,8W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $0,5W$  dalam Pers. (3).
- (c) Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

L<sub>r</sub> = beban hidup atap

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

R = beban hujan

W = beban angin

### Analisa gempa

Menurut ACI 2008, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja pratekan hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

#### A. Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $M_{CER}$ ) sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5.

Sehingga diperoleh data  $S_s$ ,  $S_1$ ,  $F_a$ ,  $F_v$

Persamaan 5 :  $S_{MS} = F_a \times S_s$

Persamaan 6 :  $S_{M1} = F_v \times S_1$

#### B. Perhitungan percepatan spektral desain sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.3

Persamaan 7 :  $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$

Persamaan 8 :  $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$

#### C. Perhitungan spectrum respons desain harus dikembangkan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4

#### D. Periode waktu getar alami fundamental (T) ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2

$T = T_a \times C_u$

Dimana :

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan

$T_a = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{c_w}}$

#### E. Koefisien respon seismik ( $C_s$ ) ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1



$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$\text{Gaya seismik lateral } C_{vx} = \frac{W \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Untuk  $T \leq 0,5 \text{ s}$  ; maka nilai  $k = 1$   
 $T \geq 2,5 \text{ s}$  ; maka nilai  $k = 2$   
 $0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,5 \text{ s}$

F. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Gaya geser dasar :  $V = C_s \times W$

G. Kontrol simpang antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 melalui persamaan :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke -x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi

$I$  = faktor keutamaan gedung

Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, drift dibatasi sebesar :  $\Delta = 0,02h_{sx}$

H. Perhitungan kuat geser.

Perhitungan kuat geser dilakukan untuk mengecek kebutuhan dinding geser pada bangunan.

$$\tau = \frac{3V}{2A}$$

Dimana :

$\tau$  = tegangan geser yang terjadi pada kolom

$V$  = gaya geser yang pekerja pada kolom akibat beban

$A$  = luas penampang kolom sesuai dengan hasil preliminary desain

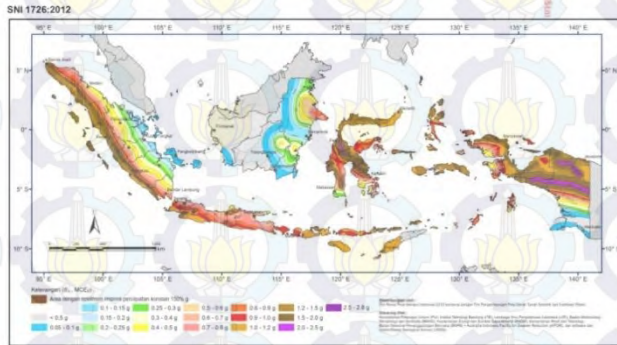
$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \times \frac{\sqrt{f_c}}{6}$$

Dimana :

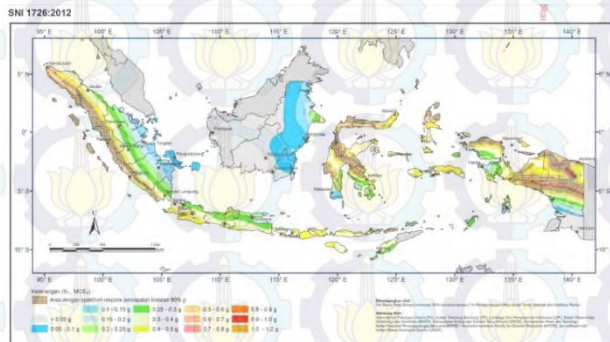
$V_c$  = kuat geser yang disumbangkan beton

$$A_g = \text{luas kolom tanpa rongga}$$
$$V_c \geq \tau$$

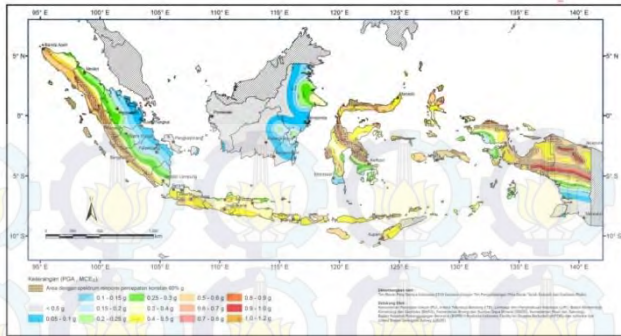
- I. Penentuan peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko yang diperlukan untuk menerapkan ketentuan-ketentuan beban gempa sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 14



**Gambar 3.10**  $S_s$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B)  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



**Gambar 3.11**  $S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan  
Risiko- Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B)  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)





### 3.7 Analisis Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP 2000 version 14 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

### 3.8 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013, meliputi :

#### 1. Preliminary desain balok.

SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

Untuk balok induk :  $h_{\min} = \frac{1}{16} \times \ell$

Untuk balok anak :  $h_{\min} = \frac{1}{21} \times \ell$

Untuk  $f_y$  selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$

$b_w = \frac{2}{3} \times h_{\min}$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari  $0,3 h_{\min}$  dan 250 mm.

#### 2. Preliminary desain kolom.

Penentuan dimensi kolom dapat diambil dengan perhitungan

sebagai berikut :  $A = \frac{W}{0,35 \times f'_c}$

Dimana,  $W$  = beban aksial yang diterima kolom  
 $= 1,2D + 1,6L$

$f'_c$  = kuat tekan beton karakteristik

$A$  = Luas penampang kolom

#### 3. Preliminary desain dinding geser.

SNI 03-2847-2013 mengenai dinding sebagai beton polos struktur pada pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari  $1/24$  tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24} \quad H : \text{Tinggi total dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24} \quad L : \text{Panjang bentang dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq 140 \text{ mm}$$

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program SAP dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 03-2847-2013.

### 1. Balok Induk

- Penulangan lentur :

$$A_{spakai} = n_{tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$\frac{c}{dt}$  dan  $\epsilon_t$  untuk menentukan nilai  $\phi$  sesuai pasal 9.3.2

Cek momen nominal tulangan terpasang

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f'_s) \times (d - d')$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

- Penulangan Geser :

Perumusan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

$$M_{pr1,2} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_{max} > V_s$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'c}$$

Pemasangan sengkang

$$V_s = \frac{Av \times f_y \times d}{s}$$

- Penulangan Torsi :

$$T_c = \frac{\phi \times \sqrt{f'c}}{12} \times \frac{A^2_{cp}}{p_{cp}}$$

$$T_c > T_u$$

- Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran tulangan tarik sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2

$$l_d = d_b \times \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,1 \lambda \sqrt{f'c}}$$

Panjang penyaluran tulangan tekan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.3.2

diambil yang terbesar antara  $l_{dc} = d_b \times \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f'c}}$  dan  $l_{dc} = 0,043 \times d_b \times f_y$  dan nilai  $l_{dc} > 200 \text{ mm}$

## 2. Kolom

- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.1 gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  :

$P_u \geq A_g \times \frac{f''_c}{10}$  dimana dimensi kolom terpendek lebih besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4

- Penulangan memanjang kolom direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 10.3.6.2

$$\phi P_n \max = 0,80 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st}))$$

$$\phi P_n \max \geq \phi P_n$$

- Persyaratan terhadap gaya geser dimana nilai gaya geser diambil yang terbesar dari



$$V_e = \frac{(2 \times M_{pr})}{h} \quad \text{dan} \quad V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n}$$

- Pengekangan Kolom

$l_o$  dikekang dengan spasi tulangan transversal sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.4.4 kebutuhan  $A_{sh} =$

$$0,3 \times \frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yt}} \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s}$$

$$\phi(V_s + V_c) > V_u$$

- Panjang sambungan lewatan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3

$$l_d = \left( \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

### 3. Hubungan Balok Kolom

- Tulangan transversal joint harus memenuhi SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4

- Pada hubungan kuat kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$\phi V_n = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'_c}$$

### 4. Dinding Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9 tentang dinding struktur khusus dan balok kopel

- Rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho_1$  dan  $\rho_t \geq 0,0025$ .

Spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm,  $S \leq 450$  mm

- Digunakan dua lapis tulangan apabila nilai  $V_u \geq$

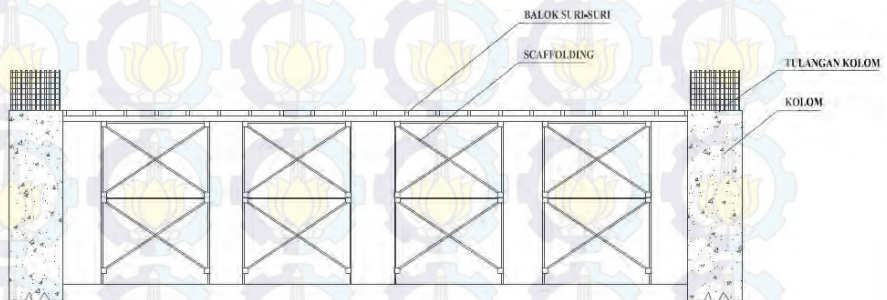
$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$$

- Batas kuat dinding geser  $V_u \leq 0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$
- Penulangan geser horizontal dan vertikal dinding geser berdasarkan  $V_n$  kekuatan geser dinding struktur tidak boleh melebihi  $V_n = A_{cv} \times \left[ (\alpha_c \times \sqrt{f'_c}) + (\rho_t \times f_y) \right]$

### 3.9 Metode Pelaksanaan Struktur Preakan

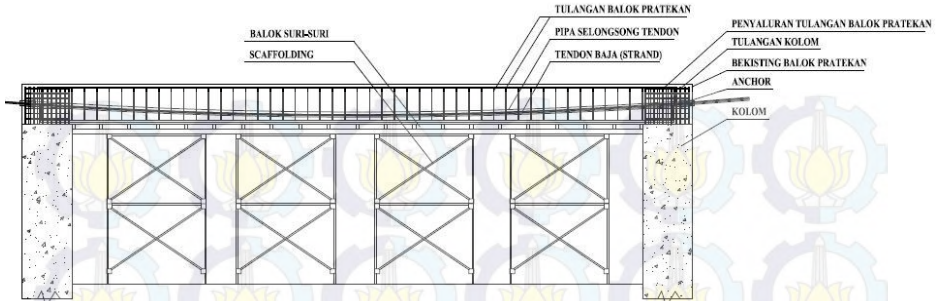
Metode sistem balok beton preakan pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan sistem pasca tarik yaitu metode preakan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Balok beton preakan dibuat secara *case in place* atau pengecoran ditempat. Metode pelaksanaan dari sistem pasca tarik yaitu :

1. Setelah kolom penumpu balok preakan selesai dicor, kemudian scaffolding diinstal beserta balok suri-suri sebagai penumpu bekisting balok preakan.



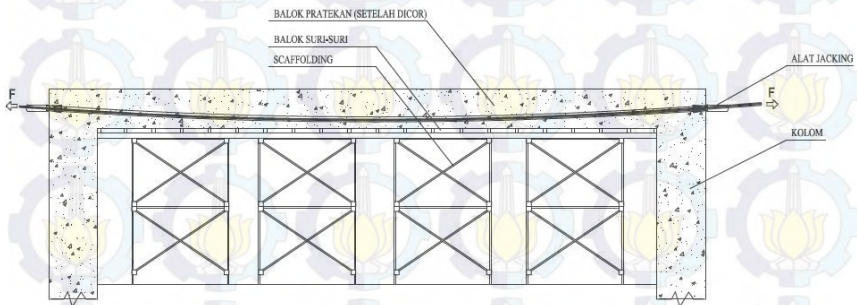
**Gambar 3.15** Pemasangan scaffolding dan balok suri-suri

2. Membuat bekisting balok preakan yang sesuai dengan rencana letak komponen balok.
3. Tulangan balok preakan dan pipa selongsong tendon diinstal sesuai perencanaan.
4. Pada hubungan antara kolom dan balok preakan, panjang penyaluran tulangan diatur sedemikian rupa sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.
5. Masukkan tendon baja (strand) kedalam pipa selongsong dan pasang *anchor* tendonnya.



**Gambar 3.16** Pemasangan bekisting, pipa selongsong dan tendon balok pratekan

6. Beton dicor ke dalam bekisting balok.
7. Setelah balok mengeras, pasang *head anchor* kemudian dilanjutkan proses *jacking* pada kedua ujung tendon yang telah terpasang. Setelah itu potong kelebihan tendon baja.



**Gambar 3.17** Proses jacking balok pratekan

8. Pasang *anchor grout cap* dan dilanjutkan proses *grouting*.

### 3.10 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

Analisa struktur utama pratekan menggunakan langkah-langkah perencanaan sebagai berikut yang didasarkan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.



### 3.10.1 Preliminary Desain Balok Pratekan

Tinggi balok pratekan  $h_{\min} = \frac{L}{20}$

Lebar balok pratekan  $b = \frac{2h}{3}$

### 3.10.2 Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dua tahap pembebanan yaitu :

#### 1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- Sebelum diberi gaya pratekan
- Pada saat diberi gaya pratekan
- Pada saat peralihan gaya pratekan

#### 2. Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur.

Beban terdiri dari beban mati berupa berat beton sendiri dan berat pelat serta beban hidup.

### 3.10.3 Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal diperoleh dari tegangan ijin beton sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.3.3 dan 18.4. Kemudian gaya pratekan tersebut dikontrol kembali terhadap tegangan ijin beton sehingga diperoleh hasil yang memenuhi sesuai tegangan ijin yang terjadi baik saat setelah gaya peralihan dan saat kondisi beban layan, :

- Kontrol gaya pratekan akibat beban mati dan pelat

$$\sigma_{\text{top}} \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{total}}}{W_t}$$

$$\sigma_{\text{bottom}} \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{total}}}{W_b}$$

- Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan

$$\sigma_{\text{top}} \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{total}}}{W_t}$$

$$\sigma_{\text{bottom}} \leq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{total}}}{W_b}$$

### 3.10.4 Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan sesuai peraturan. tipe baja pratekan yang memiliki nilai  $f_{pu}$

$$f_{pmax} = 0,74 \times f_{pu}$$

luas tendon diperlukan  $A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{pmax}}$

### 3.10.5 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan pada saat tertentu sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.6. Ada 2 macam kategori kehilangan pratekan :

- Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- Akibat pengangkuran  $ANC = F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps}$
- Akibat perpendskan elastis  $ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$
- Akibat gesekan  $F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$
- Akibat kekangan kolom  $\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$

- Kehilangan tergantung waktu atau tidak langsung terdiri dari:

- Akibat rangkak  $CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$
- Akibat susut  $SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times (1 - 0,06 \frac{V}{S}) \times (100 - RH)$
- Akibat relaksasi baja  $RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \}$

### 3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_u \leq M_n$$

Dimana :

$M_{cr}$  = momen retak yang terjadi pada balok pratekan

$$M_{cr} = \left( \frac{F}{A} \times W_b \right) + (F \times e) - (f_r \times W_b)$$

$M_n$  = Kapasitas penampang

$$M_n = T (d-a/2)$$

$M_u$  = momen ultimate balok pratekan

### 3.10.7 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.3 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

$$\phi V_c \geq V_u$$

$V_c$  diambil nilai terkecil dari :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{f_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \right) \text{ dan}$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f_c} + f_{pc}) b_w \times d + V_p$$

### 3.10.8 Kontrol Lendutan

Kontrol lendutan diperlukan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan terdiri dari :

a. lendutan akibat tekanan tendon  $\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{Ec \times I}$

b. lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{Wg \times l^4}{Ec \times I}$$

### 3.10.9 Pengangkuran

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya



pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.3

### 3.11 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p \times \alpha = (N_p \times K) A_p \times \alpha$$

$$Q_s = q_s \times A_s \times \beta = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \times \beta$$

3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

5. Merencanakan *pile cap*

### 3.12 Output Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non pratekan, struktur utama pratekan, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

## BAB IV PRELIMINARY DESAIN

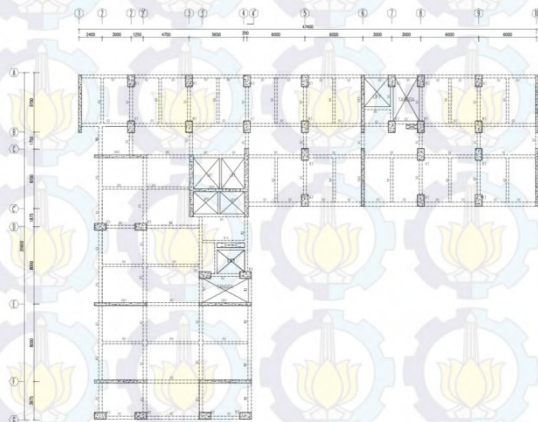
### 4.1 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan tahapan dalam menentukan ukuran dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan pada SNI 03-2847-2013.

#### 4.1.1 Data Perencanaan Modifikasi

Data perencanaan gedung apartemen De Papilio Tamansari Surabaya yang akan dimodifikasi adalah :

Nama gedung	: De Papilio Tamansari Surabaya
Tipe Bangunan	: Apartemen
Zona Gempa	: Wilayah Surabaya
Jumlah lantai	: 20 lantai
Tinggi bangunan	: 67,90 m
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Sistem struktur	: Sistem Ganda
Mutu beton ( $f'c$ )	: 40 MPa
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Denah rencana balok kolom & shear wall :	



**Gambar 4.1** Denah rencana balok kolom & shear wall

#### 4.2 Perencanaan Dimensi Balok

Penentuan dimensi tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5(a)

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times l \text{ (untuk balok induk)}$$

$$h_{min} = \frac{1}{21} \times l \text{ (untuk balok anak)}$$

$$h_{min} = \frac{1}{8} \times l \text{ (untuk balok kantilever)}$$

Untuk  $f_y$  selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4+f_y/700)$

Lebar balok minimum ( $b_{min}$ ) diambil sebesar

$$b_{min} = \frac{2}{3} h_{min}$$

Dimana :

$b_{min}$  = lebar balok

$h_{min}$  = tinggi balok

$l$  = panjang bentang balok

##### Dimensi Balok Induk

Perencanaan dimensi balok induk pada Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya ditabelkan dalam tabel 4.1

**Tabel 4.1** Dimensi Balok Induk

Kode Balok Induk	Panjang Bentang ( $l$ ) (mm)	$h_{min}$ (mm)	$b_{min}$ (mm)	$h$ pakai (mm)	$b$ pakai (mm)	Dimensi (mm)
B1	8000	500	333,333	600	400	600/400
B2	6650	415,625	277,083	500	350	500/350
	6000	375	250	500	350	500/350
	4750	296,875	197,916	500	350	500/350

##### Dimensi Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak pada Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya ditabelkan dalam tabel 4.2



**Tabel 4.2** Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Panjang Bentang ( $l$ ) (mm)	$h_{min}$ (mm)	$b_{min}$ (mm)	$h$ pakai (mm)	$b$ pakai (mm)	Dimensi (mm)
BA	6650	316,667	211,111	450	250	450/250
	4750	226,190	150,793	450	250	450/250
	4200	200	133,333	450	250	450/250

### 4.3 Perencanaan Dimensi Pelat

#### 4.3.1 Dasar Perencanaan Tebal Pelat

Penentuan tebal pelat minimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 tabel 9.5(c) dan pasal 9.5.3.3

Untuk pelat minimum dengan balok yang membentangi di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya,  $h$ , harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$ , harus menggunakan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
  - Tebal pelat tanpa panel drop  $h = 125 \text{ mm}$
  - Tebal pelat dengan panel drop  $h = 100 \text{ mm}$
- Untuk  $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi  $h = \frac{\ell n \left( 0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$  dan tidak boleh kurang dari 125 mm
- Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari  $h = \frac{\ell n \left( 0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

$\ell n$  = panjang bentang bersih (m)

$\beta$  = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

$\alpha_m$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

$\alpha$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

$f_y$  = kuat leleh baja non-prategang (MPa)

$$\alpha = \frac{E_{\text{balok}} \times I_{\text{balok}}}{E_{\text{pelat}} \times I_{\text{pelat}}} \quad E_{\text{balok}} = E_{\text{pelat}} \quad \beta = \frac{Ln}{Sn}$$

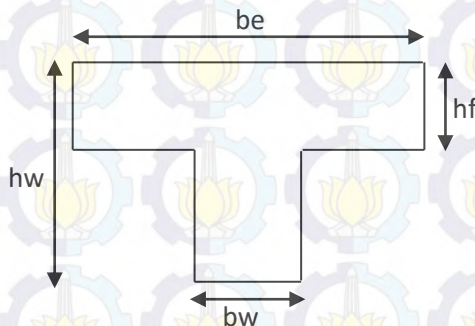
$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

### Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok

- Balok Interior

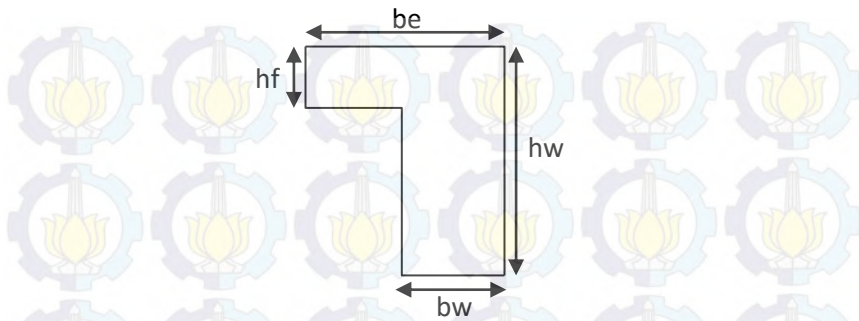


**Gambar 4.2** Pemodelan balok interior

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 8.12.2 : nilai lebar slab efektif sebagai sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat panjang bentang balok, dan lebar efektif sayap yang menggantung pada masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal plat
- Setengah jarak bersih ke badan di sebelahnya

- Balok Eksterior



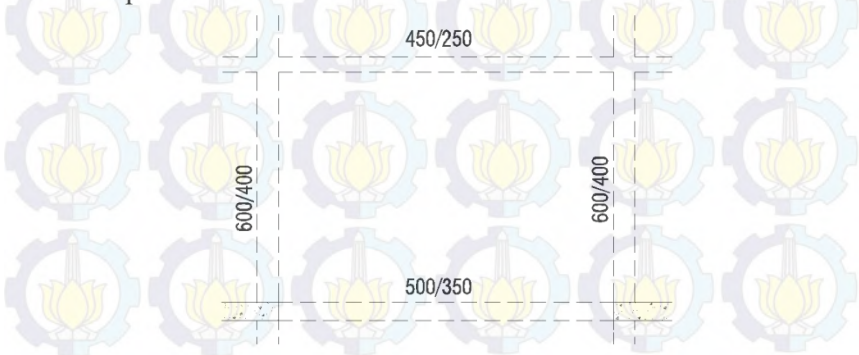
**Gambar 4.3** Pemodelan balok eksterior

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 8.12.3 : nilai lebar sayap efektif yang menggantung tidak boleh melebihi :

- Seperduabelas dari bentang balok
- Enam kali tebal plat
- Setengah kali jarak bersih ke badan di sebelahnya

#### 4.3.2 Perencanaan Tebal Pelat Lantai Apartemen

Untuk denah pemodelan perencanaan ketebalan pelat pada lantai apartemen dapat dilihat pada gambar 4.3. Direncanakan tebal pelat lantai sebesar 12 cm.



**Gambar 4.4** Denah pemodelan perencanaan pelat lantai apartemen



$$L_n = 665 - \left( \frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 625 \text{ cm}$$

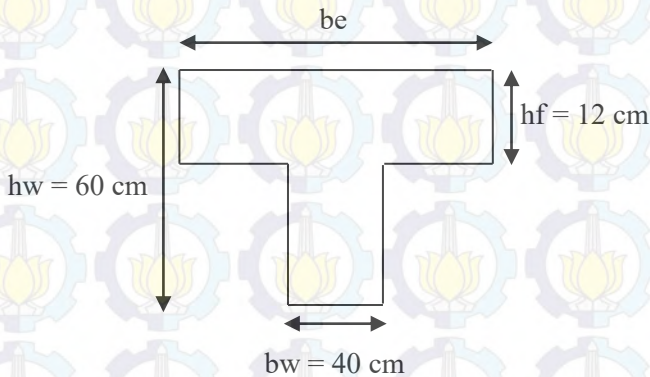
$$S_n = 400 - \left( \frac{35}{2} + \frac{25}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{625}{370} = 1,68$$

### Kontrol Tebal Pelat

Pengontrolan tebal pelat dengan menentukan koefisien  $\alpha$  pada tiap-tiap balok yang mengelilingi pelat yang direncanakan

#### 1. Balok tepi kanan (60/40)



$$be_1 \leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 40 = 136 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq \left( \frac{1}{2} L \right) + bw = \left( \frac{1}{2} \times 400 \right) + 40 = 240 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai  $be$  di atas, untuk balok tepi kanan (60/35) dipakai nilai  $be$  yang terkecil yaitu 100 cm.

$$k = \frac{1 + \left( \frac{100}{40} - 1 \right) \times \left( \frac{12}{60} \right) \times \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{60} \right) + 4 \left( \frac{12}{60} \right)^2 + \left( \frac{100}{40} - 1 \right) \times \left( \frac{12}{60} \right)^2 \right]}{1 + \left( \frac{100}{40} - 1 \right) \times \left( \frac{12}{60} \right)}$$

$$k = 1,466$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k$$

$$= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,466 = 1055631 \text{ cm}^4$$

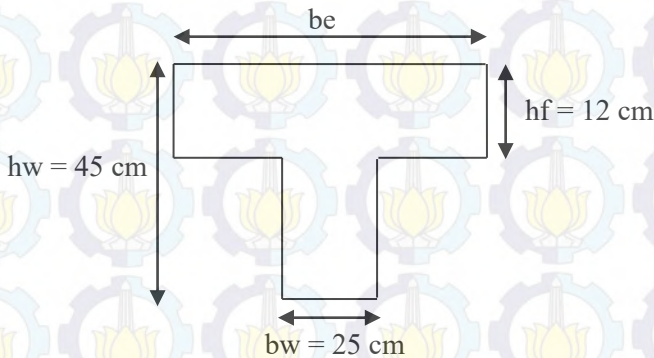
$$I_{\text{pelat}} = \frac{1}{12} \times L \times h_f^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 400 \times 12^3 = 57600 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1055631}{57600} = 18,32$$

Perhitungan  $\alpha$  pada balok tepi kiri (60/40) sama dengan perhitungan pada balok tepi kanan (60/40).

## 2. Balok tepi atas (45/25)



$$be_1 \leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 25 = 121 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq \left(\frac{1}{2}L\right) + bw = \left(\frac{1}{2} \times 665\right) + 25 = 357,5 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq \frac{1}{4} \times 665 = 166,25 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai  $be$  di atas, untuk balok tepi atas (45/25) dipakai nilai  $be$  yang terkecil yaitu 121 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{121}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{45}\right) + 4\left(\frac{12}{45}\right)^2 + \left(\frac{121}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{121}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)}$$

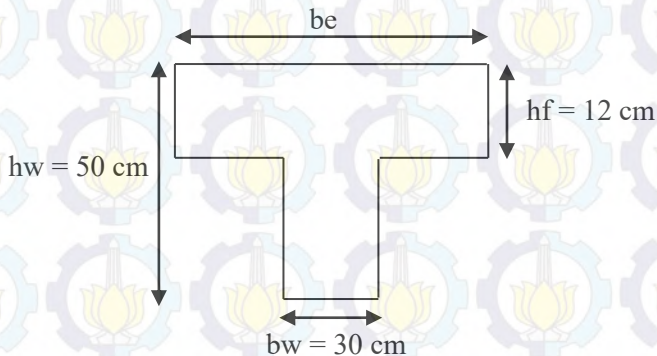
$$k = 1,99$$

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k \\ &= \frac{1}{12} \times 25 \times 45^3 \times 1,99 = 377857,663 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times hf^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 665 \times 12^3 = 95760 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{377857,663}{95760} = 3,945$$

### 3. Balok tepi bawah (50/35)



$$be_1 \leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 35 = 131 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq \left(\frac{1}{2}L\right) + bw = \left(\frac{1}{2} \times 665\right) + 35 = 367,5 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq \frac{1}{4} \times 665 = 166,25 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai  $be$  di atas, untuk balok tepi atas (50/30) dipakai nilai  $be$  yang terkecil yaitu 131 cm.



$$k = \frac{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{50}\right) + 4\left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$k = 1,773$$

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k \\ &= \frac{1}{12} \times 30 \times 50^3 \times 1,773 = 646569,274 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times h_f^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 665 \times 12^3 = 95760 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{646569,274}{95760} = 6,751$$

$$\text{Jadi, } \alpha_m = \frac{18,326 + 18,326 + 3,945 + 6,751}{4} = 11,83$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 (c) dimana untuk  $\alpha_m > 2$  maka ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 9 cm,  $f_y$  diambil sebesar 400 MPa untuk kebutuhan tulangan pelat

$$h = \frac{630 \left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + (9 \times 1,689)} = 11,85 \text{ cm} > 9 \text{ cm}$$

Jadi pelat lantai dengan ketebalan 12 cm dapat digunakan. Selanjutnya direncanakan tebal pelat area parkir 14 cm dan pelat atap sebesar 10 cm.

#### 4.4 Perancangan Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 8.10.1 bahwa kolom harus dirancang menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada suatu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau.

Gaya aksial yang bekerja pada kolom berupa beban mati dan beban hidup yang diatur dalam SNI 03-1727-2013. Pada pasal 3.1 menyatakan bahwa beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain. Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

Sedangkan pada pasal 4 disebutkan bahwa beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Pada perencanaan ini digunakan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983 untuk menentukan berat beban mati dan hidup.

#### 4.4.1 Perencanaan Dimensi Kolom

Direncanakan :

Tebal pelat area parkir : 14 cm

Tebal pelat lantai : 12 cm

Tebal pelat atap : 10 cm

Tinggi lantai dasar – lantai 2 : 4 m

Tinggi lantai 2 – lantai 4 : 3,1 m

Tinggi lantai 4 – lantai 6 : 4,1 m

Tinggi lantai 6 – lantai 7 : 4,2 m

Tinggi lantai 7 – lantai 8 : 3,7 m

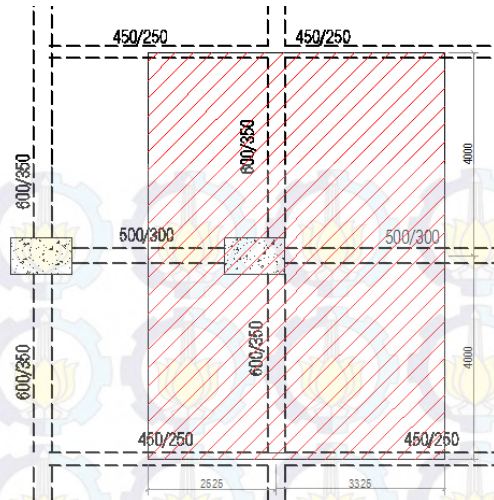
Tinggi lantai 8 – lantai atap : 3,2 m

Bentang beban arah X : 5,85 m

Bentang beban arah Y : 8 m

Direncanakan ukuran kolom : 105 cm × 85 cm

Daerah pembebanan kolom dapat dilihat pada gambar 4.5



**Gambar 4.5** Pembebanan kolom

Beban mati seperti ditunjukkan pada tabel 4.3

**Tabel 4.3** Beban Mati Pelat untuk Kolom

Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	t (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	N lantai	Berat (kg)
Lantai gedung							
Pelat lantai 14 cm	5,85	8	0,14	2400	-	5	78624
Pelat lantai 12 cm	5,85	8	0,14	2400	-	14	220147,2
Balok 60/40	0,40	8	0,60	2400	-	19	87552
Balok 50/30	5,85	0,35	0,50	2400	-	19	46683
Balok 45/25	5,85	0,25	0,45	2400	-	19	30010,5
Kolom 105 x 85	1,05	0,85	4	2400	-	1	8568
	1,05	0,85	3,1	2400	-	2	13280,4
	1,05	0,85	4,1	2400	-	2	17564,4
	1,05	0,85	4,2	2400	-	1	8996,4
	1,05	0,85	3,7	2400	-	1	7925,4
	1,05	0,85	3,2	2400	-	13	89107,2



Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	t (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	N lantai	Berat (kg)
Plafond	5,85	8	-	-	11	19	9781,2
Penggantung	5,85	8	-	-	7	19	6224,4
Keramik	5,85	8	-	-	24	14	15724,8
Spesi	5,85	8	-	-	21	19	18673,2
Sanitasi	5,85	8	-	-	20	19	17784
Ducting	5,85	8	-	-	15	19	13338
Plumbing	5,85	8	-	-	10	19	8892
Lantai Atap Gedung							
Pelat lantai 10 cm	5,85	8	0,10	2400	-	1	11232
Balok 60/35	0,40	8	0,60	2400	-	1	4608
Balok 50/30	5,85	0,35	0,50	2400	-	1	2457
Balok 45/25	5,85	0,25	0,45	2400	-	1	1579,5
Plafond	5,85	8	-	-	11	1	514,8
Penggantung	5,85	8	-	-	7	1	327,6
Spesi	5,85	8	-	-	21	1	982,8
Aspal	5,85	8	-	-	14	1	655,2
Ducting	5,85	8	-	-	20	1	936
Plumbing	5,85	8	-	-	10	1	468
Total Beban Mati (DL)							722637

Beban hidup seperti ditunjukkan pada tabel 4.4

**Tabel 4.4** Beban Hidup Pelat untuk Kolom

Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	q (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg)
Atap	5.85	8	100	1	4680
Lantai	5.85	8	250	14	163800
Parkir	5,85	8	400	5	93600
Total Beban Hidup (LL)					262080

Menurut SNI 03-1727-2013 pasal 4.8.2 menyatakan bahwa beban hidup untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih boleh direduksi sebesar 20 persen, sehingga koefisien reduksi untuk beban hidup adalah 0,8. Jadi total untuk beban hidup adalah sebesar :

$$LL = 0.8 \times 262080 = 209664 \text{ kg}$$

Maka berat total (W)

$$\begin{aligned} W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 722637 + 1,6 \times 209664 \\ &= 1202626,80 \text{ kg} \end{aligned}$$

Mutu beton  $f'_c$  sebesar 40 Mpa = 400 kg/cm<sup>2</sup> sehingga nilai luas minimal ( $A_{min}$ ) kolom

$$\text{Dimensi } A_{min} = \frac{W}{0,35 \times f'_c} = \frac{1202626,8}{0,35 \times 400} = 8590,19 \text{ cm}^2$$

$$A = b \times h$$

Ukuran dimensi balok

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$h = 105 \text{ cm}$$

$$A = 105 \times 85 = 8925 \text{ cm}^2$$

Maka dimensi kolom sebesar 105 cm × 85 cm (  $A > A_{min}$  ) dapat digunakan. Dalam perencanaan preliminary desain kolom, struktur dinding geser sebagai sistem ganda tidak ikut diperhitungkan, sehingga dimensi kolom dapat diubah menjadi 100 cm × 85 cm untuk memenuhi efisiensi ukuran kolom.

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1 menyatakan bahwa tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau tidak kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

$$\text{Tebal dinding geser} = 30 \text{ cm \& 35 cm}$$

Panjang dinding geser

$$\text{Tipe SW 1} = 540 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe SW 2} = 595 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe SW 3} = 705 \text{ cm}$$

Tinggi dinding geser per lantai = 320 cm

Syarat

$$350 \text{ mm} \geq \frac{H}{25} = \frac{3200}{25} = 128 \text{ mm}$$

$$350 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{5400}{25} = 216 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{5950}{25} = 238 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{7050}{25} = 282 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$$

Jadi, tebal dinding geser yang direncanakan untuk tipe dinding geser arah horizontal sebesar 35 cm dan arah vertikal sebesar 30 cm.

#### 4.6 Perencanaan Dimensi Balok Pratekan

Preliminary desain dimensi balok pratekan pada portal direncanakan sebagai berikut

$$h_{\min} = \frac{L}{20} ; \quad b = \frac{2}{3} \times h_{\min}$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 1355 cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{1355}{20} = 67,75 \text{ cm dipakai } h_{\min} \text{ sebesar } 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 70}{3} = 46,67 \text{ cm dipakai } b_{\min} \text{ sebesar } 50 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 70/50.



## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai & atap, balok anak, balok lift serta tangga.

#### **5.1 Perencanaan Pelat**

Pada gedung apartemen De Papilio Tamansari Surabaya ini direncanakan tiga jenis pelat lantai yaitu pelat atap, pelat lantai apartemen dan pelat lantai area parkir.

##### **5.1.1 Data Perencanaan Pelat**

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap, lantai ataupun pelat parkir. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap apartemen : 10 cm
- Tebal pelat lantai apartemen : 12 cm
- Tebal pelat parkir apartemen : 14 cm
- Diameter tulangan rencana : 10 mm

##### **5.1.2 Pembebanan Pelat**

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). Beban mati dan beban hidup berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan tabel 3.1

### 1. Pelat Atap Beban mati

**Tabel 5.1** Beban Mati Pelat Atap

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0.10	2400			240
Spesi/finishing 2 cm			21	2	42
Aspal 1 cm			14	1	14
Penggantung			7		7
Plafond			11		11
Plumbing			10		10
Ducting			20		20
ME			8		8
Total beban mati ( $q_D$ )					352

Beban hidup ( $q_L$ ) pelat atap dipakai sebesar 100 kg/m<sup>2</sup>

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 352 + 1,6 \times 100 \\
 &= 582,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 2. Pelat Lantai Apartemen (lantai 7-20) Beban mati

**Tabel 5.2** Beban Mati Pelat Lantai Apartemen

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0.12	2400			336
Spesi/finishing 2 cm			21	2	42
Keramik			24		24
Penggantung			7		7
Plafond			11		11

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Plumbing			10		10
Ducting			20		20
ME			8		8
Total beban mati (q <sub>D</sub> )					410

Beban hidup (q<sub>L</sub>) pelat lantai dipakai sebesar 250 kg/m<sup>2</sup>

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 410 + 1,6 \times 250 \\
 &= 892 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 3. Pelat Lantai Area Parkir (lantai 2-6)

Beban mati

**Tabel 5.3** Beban Mati Pelat Lantai Area Parkir

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,14	2400			336
Spesi/finishing 2 cm			21	2	42
Penggantung			7		7
Plafond			11		11
Plumbing			10		10
Ducting			20		20
ME			8		8
Total beban mati					434

Beban hidup (q<sub>L</sub>) pelat parkir dipakai sebesar 400 kg/m<sup>2</sup>

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 434 + 1,6 \times 400 \\
 &= 1160,8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$



### 5.1.3 Penulangan Pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 Tabel 13.3.1 dimana bergantung pada panjang  $L_x$  dan  $L_y$  pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit penuh. Pada sub bab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe C yang memiliki luasan terbesar pada area lantai parkir.

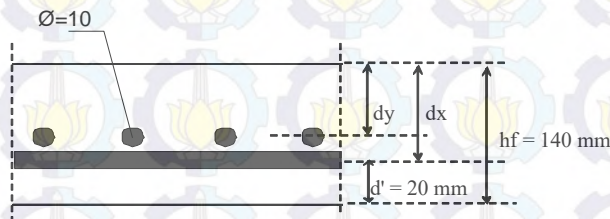
#### 1. Pelat Lantai Parkir Apartemen tipe C

$L_x$	: 370 cm
$L_y$	: 575 cm
Tebal pelat ( $h_f$ )	: 14 cm
Tebal decking ( $d'$ )	: 2 cm
Diameter tulangan ( $\emptyset$ )	: 10 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 MPa
$b$	: 1000 mm
$q_u$	: 1160,8 kg/m <sup>2</sup>

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{575}{375} = 1,55 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

$$dx = hf - d' - (0,5 \times \emptyset) = 140 - 20 - (0,5 \times 10) = 115 \text{ mm}$$

$$dy = hf - d' - \emptyset - (0,5 \times \emptyset) = 140 - 20 - 12 - (0,5 \times 10) = 105 \text{ mm}$$



**Gambar 5.1** Jarak  $dx$  dan  $dy$  pada pelat

Pada tabel penentuan momen pelat, diperoleh nilai momen yang menentukan sebagai berikut :

$$Ml_x = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= 0,001 \times 1160,8 \times 3,7^2 \times 36 = 572,09 \text{ kgm}$$

$$Ml_y = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= 0,001 \times 1160,8 \times 3,7^2 \times 17 = 270,15 \text{ kgm}$$

$$Mt_x = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -0,001 \times 1160,8 \times 3,7^2 \times 76 = -1207,74 \text{ kgm}$$

$$Mt_y = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -0,001 \times 1160,8 \times 3,7^2 \times 57 = -905,81 \text{ kgm}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 13.3 tentang penulangan pelat menyebutkan bahwa luasan tulangan pelat dalam masing-masing arah untuk sistem pelat dua arah harus ditentukan dari momen-momen penampang kritis, tetapi tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan pada pasal 7.12.2.1 yaitu rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420 (diasumsikan penulangan pelat pada Tugas Akhir ini menggunakan rasio tulangan 0,0018).

#### **Penulangan arah x**

$$Mn = 1207,74 \text{ Kgm} = 12077400 \text{ Nmm}$$

Dipasang 5 buah tulangan per meter sehingga

$$As_{\text{pakai}} = 5 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 392,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kontrol } \rho_{\text{pakai}} = \frac{As_{\text{pakai}}}{1000 \times dx} = \frac{392,5}{1000 \times 115} = 0,0034 > 0,0018 \text{ (ok)}$$

Jarak tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah  $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 420 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan Ø 10 - 200 mm

#### **Penulangan arah y**

$$Mn = 905,81 \text{ Kgm} = 9058100 \text{ Nmm}$$

Dipasang 4 buah tulangan per meter sehingga

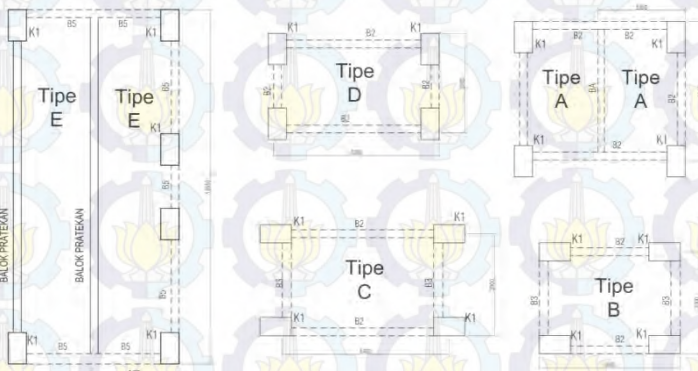
$$As_{\text{pakai}} = 4 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 314 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kontrol } \rho_{\text{pakai}} = \frac{A_{spakai}}{1000 \times dx} = \frac{314}{1000 \times 105} = 0,0029 > 0,0018 \text{ (ok)}$$

Jarak tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah  $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 420 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan  $\varnothing 10 - 250 \text{ mm}$

2. Penulangan tipe pelat lantai, atap dan area parkir akan ditabelkan pada tabel 5.4 – 5.6



**Gambar 5.2** Tipe pelat



**Tabel 5.4** Penulangan Pelat Lantai Area Parkir

No	Tipe pelat	Dimensi				dx	dy	$\phi$	Mlx (kgm)	Mly (kgm)	Mtx (kgm)	Mty (kgm)
		x	Lx	y	Ly							
1	A	3,35	3,075	5,35	5,05	115	105	10	399,54	172,77	-853,07	-615,51
2	B	4,05	3,75	5,4	5	115	105		506,04	310,15	-1126,34	-930,45
3	C	4,05	3,7	6,15	5,75	115	105		572,09	270,15	-1207,74	-905,81
4	D	3,55	3,25	6,35	6	115	105		475,46	154,53	-974,70	-677,54

n tulangan per meter		As pakai mm <sup>2</sup>		Tulangan		$\rho$ pakai		$\rho$ perlu	Keterangan
x	y	x	y	x	y	x	y		
3	3	235,5	235,5	$\phi$ 10 - 300	$\phi$ 10 - 300	0,002048	0,002243	0,0018	ok
4	4	314	314	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 250	0,00273	0,00299		
5	4	392,5	314	$\phi$ 10 - 200	$\phi$ 10 - 250	0,003413	0,00299		
4	3	314	235,5	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 300	0,00273	0,002243		

Tabel 5.5 Penulangan Pelat Lantai Apartemen

No	Tipe pelat	Dimensi				dx	dy	$\phi$	Mlx (kgm)	Mly (kgm)	Mtx (kgm)	Mty (kgm)
		x	Lx	y	Ly							
1	A	3,35	3,05	5,35	5	95	85	10	307,02	132,77	-655,53	-472,98
2	B	4,05	3,75	5,4	5	95	85		388,86	238,33	-865,52	-714,99
3	C	4,05	3,7	6,15	5,75	95	85		439,61	207,60	-928,07	-696,05
4	D	3,55	3,2	6,35	6	95	85		365,36	118,74	-748,99	-520,64

n tulangan per meter		As pakai mm <sup>2</sup>		Tulangan		$\rho$ pakai		$\rho$ perlu	Keterangan
x	y	x	y	x	y	x	y		
3	3	235,5	235,5	$\phi$ 10 - 300	$\phi$ 10 - 300	0,002479	0,002771	0,0018	ok
4	4	314	314	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 250	0,003305	0,003694		
4	4	314	314	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 250	0,003305	0,003694		
4	3	314	235,5	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 300	0,003305	0,002771		



Tabel 5.6 Penulangan Pelat Atap

No	Tipe pelat	Dimensi				dx	dy	$\phi$	Mlx (kgm)	Mly (kgm)	Mtx (kgm)	Mty (kgm)
		x	Lx	y	Ly							
1	A	3,35	3,05	5,35	5	75	65	10	200,46	86,68	-428,00	-308,81
2	B	4,05	3,75	5,4	5	75	65		253,89	155,61	-565,11	-466,83
3	C	4,05	3,7	6,15	5,75	75	65		287,03	135,54	-605,95	-454,46
4	D	3,55	3,2	6,35	6	75	65		238,55	77,53	-489,03	-339,94
5	E	3,4	2,9	13,6	13,1	75	65		205,72	39,18	-406,53	-279,19

n tulangan per meter		As pakai mm <sup>2</sup>		Tulangan		p pakai		p perlu	Keterangan
x	y	x	y	x	y	x	y		
3	2	235,5	157	$\phi$ 10 - 300	$\phi$ 10 - 300	0,00314	0,002415	0,0018	ok
4	3	314	235,5	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 300	0,004187	0,003623		
4	3	314	235,5	$\phi$ 10 - 250	$\phi$ 10 - 300	0,004187	0,003623		
3	3	235,5	235,5	$\phi$ 10 - 300	$\phi$ 10 - 350	0,00314	0,003623		
3	2	235,5	157	$\phi$ 10 - 300	$\phi$ 10 - 300	0,00314	0,002415		



## 5. 2 Perencanaan Tangga

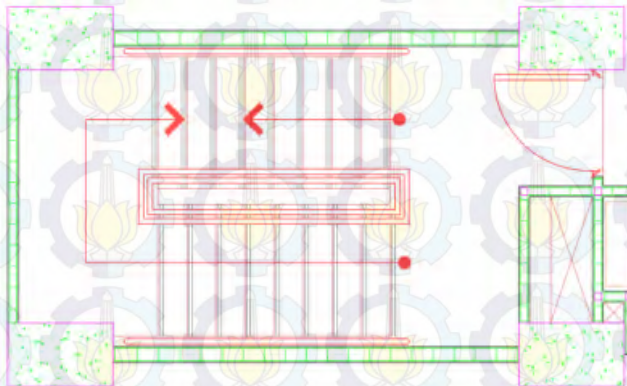
### 5.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan tangga sebagai berikut :

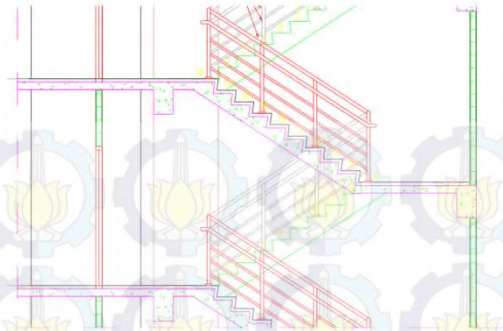
- Tinggi lantai : 320 cm
- Tinggi bordes : 160 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 18 cm
- Jumlah tanjakan : 18 buah
- Lebar injakan (i) : 28 cm
- Lebar tangga : 138 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 12 cm
- Tebal pelat bordes : 12 cm
- Lebar bordes : 160 cm
- Panjang bordes : 290 cm
- Panjang horz pelat tangga : 220 cm
- Kemiringan ( $\alpha$ ) :  $36^\circ$

Cek persyaratan :

- a.  $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 18) + 28 \leq 65$   
 $60 \leq 64 \leq 65$
- b.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $25^\circ \leq 36^\circ \leq 40^\circ$



**Gambar 5.3** Denah tangga



**Gambar 5.4** Potongan melintang tangga

### 5.2.2 Pembebanan Tangga

#### Beban mati (DL)

Perhitungan beban mati untuk pelat tangga dan pelat bordes dapat dilihat pada tabel 5.7 dan tabel 5.8 berikut,

**Tabel 5.7** Pembebanan Mati Pelat Tangga

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,12	2400 / cos 30°			355,98
Tegel			24		24
Spesi/finishing 2 cm			21	2	42
Pegangan			10		10
Total					431,98

**Tabel 5.8** Pembebanan Mati Pelat Bordes

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,12	2400			288
Tegel			24		24
Spesi/finishing 2 cm			21	2	42
Total					354

### Beban hidup(LL)

Beban hidup pada tangga berdasarkan PPIUPG diambil sebesar  $300 \text{ kg/m}^2$

- Kombinasi pembebanan untuk pelat tangga

$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$q = 1,2 \times 431,988 + 1,2 \times 300 = 998,385 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 998,385 \times 1 = 998,385 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi pembebanan untuk pelat bordes

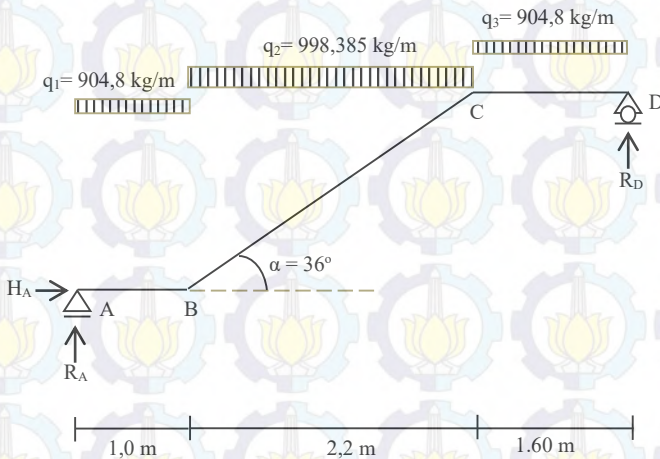
$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$q = 1,2 \times 354 + 1,2 \times 300 = 904,8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 904,8 \times 1 = 904,8 \text{ kg/m}$$

### 5.2.3 Analisa Struktur Tangga

Analisa struktur tangga menggunakan perhitungan statis tertentudengan mengasumsikan perletakan tangga-bordes sebagai perletakan sendi – rol, dimana permodelan struktur tangga adalah sebagai berikut,



**Gambar 5.5** Permodelan struktur tangga



## a. Perhitungan reaksi perletakan

$$\Sigma M_A = 0$$

$$(R_D \times 4,8) - (q_3 \times L_{CD} \times L_{AC} + \frac{1}{2} L_{CD}) - (q_2 \times L_{BC} \times L_{AB} + \frac{1}{2} L_{BC}) - (q_1 \times L_{AB} \times \frac{1}{2} L_{AB}) = 0$$

$$= \frac{(904,8 \times 1,6 \times 4) + (998,385 \times 2,2 \times 2,1) + (904,8 \times 1 \times 0,5)}{4,8}$$

$$R_D = 2261,6 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$(R_A \times 4,8) - (q_1 \times L_{AB} \times L_{BD} + \frac{1}{2} L_{AB}) - (q_2 \times L_{BC} \times L_{CD} + \frac{1}{2} L_{BC}) - (q_3 \times L_{CD} \times \frac{1}{2} L_{CD}) = 0$$

$$= \frac{(904,8 \times 1 \times 4,3) + (998,385 \times 2,2 \times 2,7) + (904,8 \times 1,6 \times 0,8)}{4,8}$$

$$R_A = 2287,3 \text{ kg } (\uparrow)$$

## b. Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$R_A + R_D - (q_1 \times L_{AB}) - (q_2 \times L_{BC}) - (q_3 \times L_{CD}) = 0$$

$$2287,3 + 2261,6 - (904,8 \times 1,0) - (998,385 \times 2,2) - (904,8 \times 1,6) = 0$$

$$4548,9 - 4548,9 = 0 \quad (\text{ok})$$

## c. Gaya-gaya dalam

- Bidang D

$$D_A = R_A = 2287,3 \text{ kg}$$

$$D_{Bkiri} = D_A - (q_1 \times L_{AB})$$

$$= 2287,3 - (904,8 \times 1)$$

$$= 1382,5 \text{ kg}$$

$$D_{Bkanan} = (D_{Bkiri}) \times \cos \alpha$$

$$= (1382,5) \times \cos 36^\circ$$

$$= 1118,46 \text{ kg}$$

$$D_{Ckiri} = D_{Bkanan} - (q_2 \times L_{BC} \times \cos \alpha)$$

$$= 1118,46 - (998,385 \times 2,2 \times \cos 36^\circ)$$

$$= -658,49 \text{ kg}$$

$$D_{Dkanan} = -R_D$$

$$= -2261,6 \text{ kg}$$

$$D_{Ckanan} = D_{Dkanan} + (q_3 \times L_{CD})$$

$$= -2261,6 + (998,385 \times 1,6)$$

$$= - 813,92 \text{ kg}$$

- Bidang N

$$N_{A-Bkiri} = 0$$

$$\begin{aligned} N_{Bkanan} &= (-R_A + (q_1 \times L_{AB})) \times \sin 36^\circ \\ &= (-2287,3 + (904,8 \times 1)) \times \sin 36^\circ \\ &= - 812,63 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ckiri} &= N_{Bkanan} + (q_2 \times L_{BC} \times \sin \alpha) \\ &= - 812,63 + (998,385 \times 2,2 \times \sin 36^\circ) \\ &= 478,40 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$N_{Ckanan-D} = 0 \text{ kg}$$

- Bidang M

$$M_A = 0 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_B &= (R_A \times L_{AB}) - (q_1 \times \frac{1}{2} \times L_{AB} \times L_{AB}) \\ &= (2287,3 \times 1) - (904,8 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 1) \\ &= 1834,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_{max} = 2751,69 \text{ kgm}$$

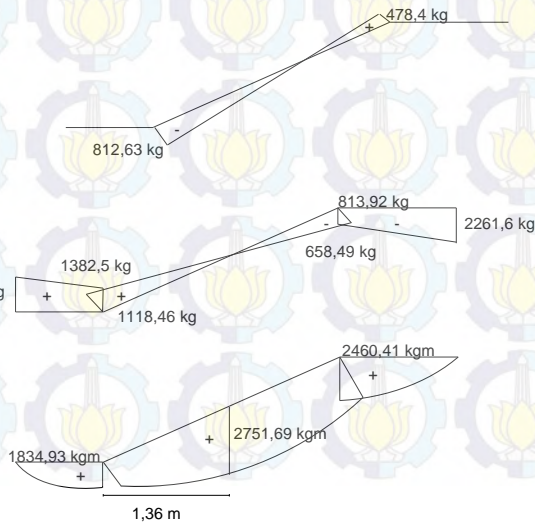
$$\begin{aligned} M_C &= (R_C \times L_{CD}) - (q_1 \times \frac{1}{2} \times L_{CD} \times L_{CD}) \\ &= (2261,6 \times 1,6) - (904,8 \times \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1,6) \\ &= 2460,41 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_D = 0 \text{ kgm}$$

Bidang N

Bidang D

Bidang M



**Gambar 5.6** Gaya dalam tangga

#### 5.2.4 Penulangan Pelat Tangga

$L_x$	: 138 cm
$L_y$	: 272 cm
Tebal pelat ( $h_f$ )	: 12 cm
Tebal decking ( $d'$ )	: 2 cm
Diameter tulangan ( $\emptyset$ )	: 10 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 MPa

Pada pasal 7.12.2.1 SNI 03-2847-2013 rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420 (diasumsikan penulangan pelat pada Tugas Akhir ini menggunakan rasio tulangan 0,0018).

Gaya dalam didapat dari permodelan struktur tangga Mu sebesar 2751,69 Kgm = 27516900 Nmm

##### a. Perhitungan tulangan lentur pelat

$$d = h - d' - (0,5 \times \emptyset)$$

$$= 120 - 20 - (0,5 \times 10) = 95 \text{ mm}$$

Dipasang 13 buah tulangan per meter sehingga

$$As_{\text{pakai}} = 13 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 1020,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kontrol } \rho_{\text{pakai}} = \frac{As_{\text{pakai}}}{1000 \times dx} = \frac{1020,5}{1000 \times 95} = 0,0107 > 0,0018 \text{ (ok)}$$

Jarak tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah  $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 420 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset 10 - 75 \text{ mm}$

##### b. Tulangan bagi pelat

$$As_{\text{tulangan bagi}} = 20\% As_{\text{pakai}} = 20\% \times 1020,5 = 204,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tul.} = As_{\text{bagi}} / (1/4 \times \pi \emptyset^2) = 2,6 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

#### 5.2.5 Penulangan Pelat Bordes

$L_x$	: 160 cm
$L_y$	: 290 cm
Tebal pelat ( $h_f$ )	: 12 cm



Tebal decking ( $d'$ ) : 2 cm  
 Diameter tulangan ( $\emptyset$ ): 10 mm  
 Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 400 MPa  
 Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa

Pada pasal 7.12.2.1 SNI 03-2847-2013 rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420 (diasumsikan penulangan pelat pada Tugas Akhir ini menggunakan rasio tulangan 0,0018).

Gaya dalam didapat dari permodelan struktur tangga Mu pada bordes sebesar 2460,41 Kgm = 24604100 Nmm

a. Perhitungan tulangan lentur pelat

$$d = h - d' - (0,5 \times \emptyset) \\ = 170 - 20 - (0,5 \times 10) - 10 = 95 \text{ mm}$$

Dipasang 11 buah tulangan per meter sehingga

$$As_{pakai} = 11 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 863,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kontrol } \rho_{pakai} = \frac{As_{pakai}}{1000 \times dx} = \frac{863,5}{1000 \times 95} = 0,0090 > 0,0018 \text{ (ok)}$$

Jarak tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah  $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 420 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset 10 - 90 \text{ mm}$

b. Tulangan bagi pelat

$$As_{tulangan\ bagi} = 20\% As_{perlu} = 20\% \times 863,5 = 172,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tul.} = As_{bagi} / (1/4 \times \pi \emptyset^2) = 2,2 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

## 5.2.6 Penulangan Balok Bordes

a. Pembebanan Balok Bordes

Pembebanan balok bordes terdiri dari komponen komponen yang berada di atas pelat bordes ditambah berat tinggi setengah dinding yang berada di atas balok bordes, dan juga ditambahkan pula nilai reaksi perletakan akibat beban tangga yang bekerja terhadap pelat tangga dan pelat bordes pada perhitungan sebelumnya.

Direncanakan dimensi balok bordes :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 290 = 18,125 \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Adapun untuk pembebanan beban mati (DL) balok bordes dapat dilihat pada tabel 5.9 berikut

**Tabel 5.9** Pembebanan Mati Balok Bordes

Jenis beban	luas (m <sup>2</sup> )	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Berat (kg/m)
Berat sendiri balok	0,06	2400	-	144
Dinding 1,6 m			250	400
Total				544

Kemudian untuk reaksi perletakan dari perhitungan pelat tangga sebelumnya diasumsikan menjadi beban merata, karena ada dua perletakan pada kanan kiri balok bordes maka nilai beban akibat reaksi perletakan adalah sebagai berikut :

$$R_A = (2287,3 \text{ kg} \times 2) : 2,9 = 1577,44 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL) diambil sebesar  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,9 \text{ m} = 725 \text{ kg/m}$ . Kombinasi beban yang digunakan :

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + R_A = 1,2 \times 544 + 1,6 \times 725 + 1577,44$$

$$q_u = 3390,24 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen max} &= 1/8 \times q_u \times l^2 \\ &= 1/8 \times 3390,24 \times 2,9^2 = 3563,98 \text{ kgm} \\ &= 35639800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Geser max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3563,98 \times 2,9}{2} = 5167,77 \text{ kg}$$

b. Penulangan

Dimensi : 300 / 200 mm

Bentang (L) : 290 cm

Tebal decking (d') : 40 mm

Diameter tulangan (Ø) : 12 mm

Diameter sengkang (Ø) : 10 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 400 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa

- Tulangan tarik

$$d = h_f - d' - \emptyset - (0,5 \times \emptyset) = 300 - 40 - 10 - (0,5 \times 12) = 244 \text{ mm}$$

SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1 tentang tulangan tarik yang diperlukan oleh analisis

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40} \times 200 \times 244}{400} = 192,89 \text{ mm}^2$$

$$\text{dan tidak lebih kecil dari } \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 200 \times 264}{400} = 170,8 \text{ mm}^2$$

sehingga jumlah tul. =  $A_s \text{ perlu} / (1/4 \times \pi \emptyset^2) = 1,7 \approx 3 \text{ buah}$

Jarak tulangan

$$S = \frac{b - (n \times \emptyset \text{tul.lentur}) - (2 \times d') - (2 \times \emptyset \text{tul.senggang})}{(n-1)}$$

$$= \frac{200 - (3 \times 12) - (2 \times 40) - (2 \times 10)}{(3-1)} = 32 \text{ mm}$$

$$S = 30 \text{ mm} > S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan tarik 3Ø12 ( $A_s = 339,12 \text{ mm}^2$ )

- Tulangan tekan

$$A_s \text{ tekan} = 0,5 \times A_s \text{ tarik}$$

$$= 0,5 \times 339,12$$

$$= 169,56 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan tekan 3Ø12 ( $A's = 339,12 \text{ mm}^2$ )

- Tulangan Geser

$$V_u = 51677,7 \text{ N}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 200 \times 244 = 51439,72 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 51439,72 = 38579,79 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 38579,79 = 19289,89 \text{ N}$$



Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1

$V_u > \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser (sengkang)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{244}{2} = 122 \text{ mm, dipakai } S = 120 \text{ mm}$$

Tulangan geser Ø10 ,  $A_v = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{78,5 \times 400 \times 244}{120} = 63846,67 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (51439,72 + 63846,67) \geq 51677,7$$

$$86464,78 \text{ N} \geq 51677,7 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser Ø10 – 120 mm

### 5.3. Perencanaan Balok Lift

Balok lift merupakan balok yang digunakan untuk keperluan ruang mesin lift. Pada Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya, lift penumpang yang digunakan adalah lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator yang memiliki data sebagai berikut :

Kecepatan : 1,75 m/s

Kapasitas : 15 orang (1000 kg)

Lebar Pintu (OP) : 900

Dimensi sangkar (car size)

- Outside : 1660 × 1655

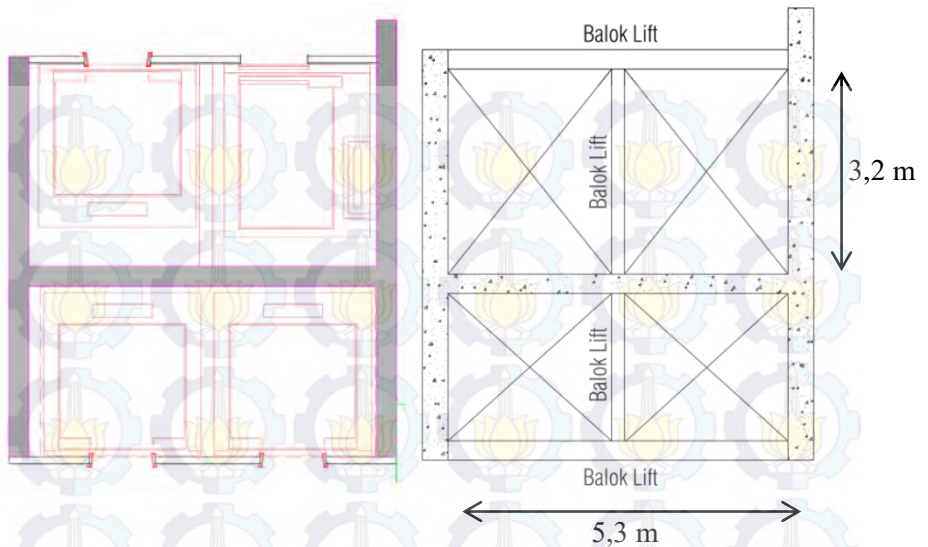
- Inside : 1600 × 1500

Hoistway : 2050 × 2130

Beban Ruang Mesin

- R1 : 5450 kg

- R2 : 4300 kg



**Gambar 5.7** Denah sangkar lift dan balok lift

Perencanaan dimensi balok lift :

- Untuk balok dengan panjang 530 cm

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 530 = 33,125 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 33,125 = 22,08 \approx 30 \text{ cm}$$

- Untuk balok dengan panjang 320 cm

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 320 = 20 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 20 = 13,33 \approx 25 \text{ cm}$$

### 5.3.1 Penulangan Balok Lift (40/25)

#### a. Pembebanan

Tebal pelat = 14 cm

- Beban mati pelat ( $q$ ) =  $0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelat ruang mesin ( $q$ ) =  $400 \text{ kg/m}^2$  (PPIUG 1983)

- **Beban Mati Merata**

- Berat sendiri balok lift

$$0,4 \times 0,25 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}$$

- Beban mati pelat

$$2 \times \frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

$$2 \times \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65 \times \left(1 - \frac{2,65^2}{3 \times 3,2^2}\right) = 686,85 \text{ kg/m} +$$

$$Q_d = 926,85 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup Merata**

Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m<sup>2</sup>

- Beban hidup pelat

$$2 \times \frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

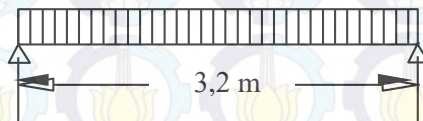
$$2 \times \frac{1}{2} \times 400 \times 2,65 \times \left(1 - \frac{2,65^2}{3 \times 3,2^2}\right) = 817,68 \text{ kg/m} +$$

$$Q_L = 817,68 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 Q_d + 1,6 Q_L = (1,2 \times 926,85) + (1,6 \times 817,68)$$

$$= 2420,53 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 2420,53 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.8** Beban pada balok lift 40/25

Gaya-gaya dalam diperoleh dari hasil hitungan program SAP, didapat :

$$M_{\max} = 3035,05 \text{ kgm}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = 3872,85 \text{ kg}$$



### b. Penulangan Lentur

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan utama  $\emptyset 12$

Diameter tulangan sengkang  $\emptyset 10$

$$d = 400 - 40 - 10 - (12/2) = 344 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan tarik 4 $\emptyset 12$  ( $A_s = 452,16 \text{ mm}^2$ )

Kontrol kebutuhan  $A_s$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1 tentang kebutuhan tulangan tarik :

$$\frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40} \times 250 \times 344}{400} = 339,94 \text{ mm}^2 \text{ dan tidak}$$

$$\text{lebih kecil dari } \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 250 \times 344}{400} = 301 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

$$A_{s \text{ tekan}} = 0,5 \times A_{s \text{ tarik}}$$

$$= 0,5 \times 452,16 = 226,08 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 3 $\emptyset 12 - 50$  ( $A'_s = 339,12 \text{ mm}^2$ )

### c. Penulangan geser

$$V_u = 38728,5 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d' = 344 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 250 \times 344 = 90651,96 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 90651,96 = 67988,97 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 33994,5 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.6 tentang tulangan geser minimum

$V_u > 0,5 \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser minimum

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{344}{2} = 172 \text{ mm, diambil jarak sengkang } 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v\min} &= \frac{75 \times \sqrt{f'c} \times b \times s}{1200 \times f_y} \\ &= \frac{75 \times \sqrt{40} \times 250 \times 150}{1200 \times 400} = 37,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s\min} &= 1/3 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{40} \times 25 \times 344 \\ &= 181303,91 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (90651,96 + 181303,91) \geq 38728,5$$

$$203966,91 \text{ N} \geq 38728,5 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser Ø10 – 150 mm

### 5.3.2 Penulangan Balok Lift (50/30)

#### a. Pembebanan

Tebal pelat = 14 cm

$$\text{- Beban mati pelat (q)} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Beban hidup pelat ruang mesin (q)} = 400 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri balok lift} \\ 0,5 \times 0,3 \times 2400 &= 360 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban mati pelat} \\ 2 \times \frac{1}{3} \times q \times lx & \\ 2 \times \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65 &= 593,6 \text{ kg/m} \\ Q_d = 360 + 593,6 &= 953,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Merata

$$\begin{aligned} \text{- Beban hidup pelat} &= 400 \text{ kg/m} \\ \frac{1}{2} \times q \times lx & \\ \frac{1}{2} \times 400 \times 2,65 &= 706,66 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$Q_l = 706,66 \text{ kg/m}$$

- Beban ultimate

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2Q_D + 1,6Q_L \\ &= (1,2 \times 953,6) + (1,6 \times 706,66) = 2274,98 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Terpusat

### **Koefisien kejut beban hidup oleh crane**

Pada pasal 4.10 halaman 18 PPIUG 1983 menyatakan bahwa kran yang mengalami struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

$V$  = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1 m/dt

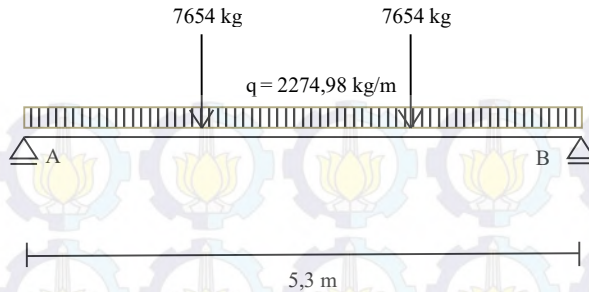
$k_1$  = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3

$$\begin{aligned} \Psi &= (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15 \\ &= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15 \\ &= 1,78 \geq 1,15 \end{aligned}$$

$$P_{UI} = R_2 \times \Psi = 4300 \times 1,78 = 7654 \text{ kg}$$





**Gambar 5.9** Beban pada balok lift 50/30

Gaya-gaya dalam diperoleh dari hasil hitungan program SAP, didapat :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 21565,32 \text{ kgm} \\ M_{\text{tumpuan}} &= 1/3 \times M_{\max} = 7188,44 \text{ kgm} \\ V_{\text{tumpuan}} &= 13759,24 \text{ kg} \\ V_{\text{lapangan}} &= 2101,27 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### **b. Penulangan Lentur**

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

Diameter tulangan utama D19

Diameter tulangan sengkang Ø 12

$$d = 500 - 40 - 12 - (19/2) = 438,5 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

#### **- Penulangan daerah lapangan**

Digunakan tulangan tarik 6D19 – 40 ( $A_s = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

Kontrol kebutuhan  $A_s$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1 tentang kebutuhan tulangan tarik :

$$\frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40} \times 300 \times 438,5}{400} = 519,99 \text{ mm}^2 \text{ dan tidak lebih kecil dari } \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 438,5}{400} = 460,42 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S \text{ tekan}} &= 0,5 \times A_{S \text{ tarik}} \\
 &= 0,5 \times 1700,31 \\
 &= 850,15 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 3D19 – 60 ( $A_s = 850,15 \text{ mm}^2$ )

#### - Penulangan daerah tumpuan

Digunakan tulangan tarik 4D19 – 40 ( $A_s = 850,15 \text{ mm}^2$ )

Kontrol kebutuhan  $A_s$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1 tentang kebutuhan tulangan tarik :

$$\frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40} \times 300 \times 438,5}{400} = 519,99 \text{ mm}^2 \text{ dan tidak lebih kecil dari } \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 438,5}{400} = 460,42 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S \text{ tarik}} &= 0,5 \times A_{S \text{ tarik}} \\
 &= 0,5 \times 850,15 \\
 &= 425,07 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 3D19 – 150 ( $A_s = 850,15 \text{ mm}^2$ )

#### c. Penulangan geser

##### - Penulangan daerah tumpuan

$$V_u = 137592,4 \text{ N}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d' = 438,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 438,5 = 138665,9 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 138665,9 = 103999,41 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 51999,7 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1

$V_u > \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser (sengkang)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{438,5}{2} = 219,25 \text{ mm, dipakai } S = 1800 \text{ mm}$$

Tulangan geser Ø12 ,  $A_v = 0,25 \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{113,04 \times 400 \times 438,5}{180} = 110151,20 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (138665,9 + 110151,20) \geq 137592,4$$

$$186612,81 \text{ N} \geq 137592,4 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser  $\phi 12 - 180 \text{ mm}$

- Penulangan daerah lapangan

$$V_u = 21012,7 \text{ N}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d' = 438,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 438,5 = 138665,9 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 138665,9 = 103999,41 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 51999,7 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.6 tentang tulangan geser minimum

$V_u < 0,5 \times \phi V_c$  maka tidak diperlukan tulangan geser minimum

Namun akan tetap dipasang tulangan geser Ø12 dengan jarak 220 mm.

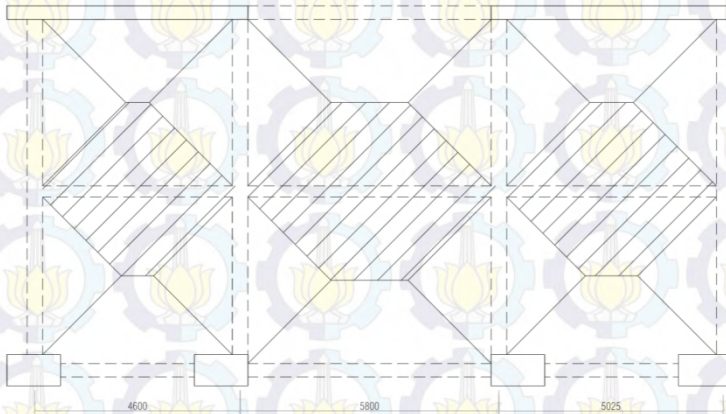
#### 5.4 Perencanaan Balok Anak (45/25)

Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan membagi beban yang diterima oleh balok induk akibat beban pelat pada balok yang bentangnya relatif panjang, sehingga mampu memperkecil lendutan pada pelat. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri



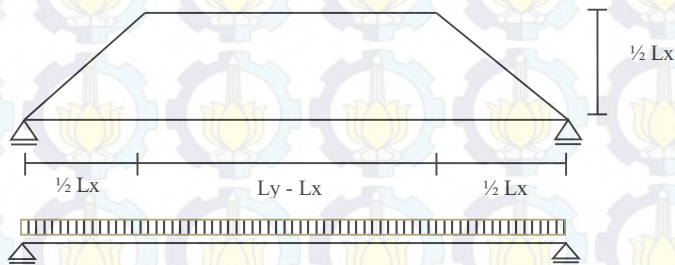
balok ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup diatasnya).

Distribusi beban pada balok pendukung bisa berupa beban segitiga pada lajur pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang yang kemudian beban-beban tersebut di ekivalensikan menjadi beban merata.



**Gambar 5.10** Tributari pembebanan pelat pada balok anak

Perumusan beban ekivalen trapesium adalah



**Gambar 5.11** Beban ekivalen trapesium

$$q_{\text{ekivalen}} = \frac{1}{2} \times q \times Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right)$$

### 5.4.1 Pembebanan Balok Anak

Pada sub bab ini diambil contoh perhitungan balok anak pada lantai area parkir.

- Beban mati pelat ( $q$ )  $= 434 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelat ( $q$ )  $= 400 \text{ kg/m}^2$

Pembebanan pelat pada balok anak akan ditabelkan

**Tabel 5.10** Beban Ultimate Pelat Pada Balok Anak

Pelat			Beban mati merata ( $Q_d$ )			Beban Hidup Merata ( $Q_l$ ) (kg/m)	$Q_u$ ultimate $= 1,2Q_d + 1,6Q_l$ (kg/m)
			Beban sendiri balok	Beban mati pelat (kg/m)	Total ( $Q_d$ ) (kg/m)		
1	lx	4 m	0,25 $\times$ 0,45 $\times$ 2400 $= 270 \text{ kg/m}$	1298,44	1568,44	1196,72	3796,89
	ly	4,6 m					
2	lx	4 m		1460,77	1730,77	1346,33	4231,06
	ly	5,8 m					
3	lx	4 m		1369,32	1639,32	1262,05	3986,48
	ly	5,025 m					

### Momen dan gaya geser

Gaya-gaya dalam untuk balok anak dengan panjang 5,8 m diperoleh dari hasil hitungan program SAP 2000, didapat :

$$M_{tump} = 12487,77 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = 6121,25 \text{ kgm}$$

$$V_{tump} = 12551,94 \text{ kg}$$

$$V_{lap} = 4583,85 \text{ kg}$$

### 5.4.2 Penulangan Balok Anak

Balok anak : 450 / 250 mm

Mutu beton ( $f'c$ ) : 40 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

Tulangan lentur : D 16

Tulangan sengkang : Ø 10

Tebal decking : 40 mm

$d'$  :  $450 - 40 - 10 - (0,5 \times 16) = 392 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2 mengenai faktor reduksi kekuatan  $\phi = 0,65 + 0,25 \times \left[ \left( \frac{1}{\frac{c}{dt}} \right) - \left( \frac{5}{3} \right) \right]$  dimana :

$c$  adalah jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral, mm  
 $dt$  adalah jarak dari serat tekan terjauh ke pusat lapisan terjaluh tulangan tarik longitudinal ( $d'$ ), mm

Cek penampang terkendali beton :

Nilai  $\frac{c}{dt} = \frac{225}{392} = 0,573$  sehingga nilai  $\epsilon_t$  diperoleh dari hasil interpolasi nilai  $\phi = 0,65 + 0,25 \times \left[ \left( \frac{1}{0,573} \right) - \left( \frac{5}{3} \right) \right] = 0,67$

#### a. Penulangan Lentur

- Penulangan daerah tumpuan

Digunakan tulangan tarik 7D16 – 25 ( $A_s = 1406,72 \text{ mm}^2$ )

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s\text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1406,72 \times 400}{0,85 \times 250 \times 40} = 66,19 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,67 \times 1406,72 \times 400 \left( 392 - \frac{66,19}{2} \right)$$

$$= 135081522,75 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$135081522,75 \text{ Nmm} > 124877700 \text{ Nmm} \quad (\text{Ok})$$

- Penulangan daerah lapangan

Digunakan tulangan tarik 4D16 – 25 ( $A_s = 803,84 \text{ mm}^2$ )

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s\text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{803,84 \times 400}{0,85 \times 250 \times 40} = 37,82 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$



$$\phi M_n = 0,67 \times 803,84 \times 400 \left( 392 - \frac{37,82}{2} \right)$$

$$= 80240324,43 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$80240324,43 \text{ Nmm} > 61212500 \text{ Nmm} \quad (\text{Ok})$$

### **b. Penulangan Geser**

- Penulangan daerah tumpuan

$$V_u = 125519,4 \text{ N}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 250 \times 329 = 103301,07 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 103301,07 = 77475,80 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 38737,9 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{392}{2} = 196 \text{ mm, diambil jarak sengkang } 120 \text{ mm}$$

$$A_v = (1/4 \times \pi \times \phi^2)$$

$$= (1/4 \times \pi \times 10^2) = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{78,5 \times 400 \times 329}{120} = 102573,3 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (103301,07 + 102573,3) \geq 125519,4$$

$$154405,8 \text{ N} \geq 125519,4 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser  $\phi 10 - 120 \text{ mm}$

- Penulangan daerah lapangan

$$V_u = 45838,5 \text{ N}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 250 \times 329 = 103301,07 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 103301,07 = 77475,80 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 38737,9 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.6 tentang tulangan geser minimum

$V_u > 0,5 \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser minimum

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{392}{2} = 196 \text{ mm, diambil jarak sengkang } 180 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v\min} &= \frac{75 \times \sqrt{f'_c} \times b \times s}{1200 \times f_y} \\ &= \frac{75 \times \sqrt{40} \times 250 \times 180}{1200 \times 400} = 44,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s\min} &= 1/3 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{40} \times 25 \times 392 \\ &= 206602,1 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (103301,07 + 206602,1) \geq 45838,5$$

$$213058,5 \text{ N} \geq 45838,5 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser  $\emptyset 10 - 180 \text{ mm}$

Selanjutnya perhitungan balok anak lantai apartemen dan atap akan ditabelkan.

**Tabel 5.11** Perhitungan penulangan lentur balok anak

Lokasi	b (m)	h (m)	d' (m)	Multimate (kgm)		Tulangan tarik terpasang		As pakai (mm <sup>2</sup> )	
				tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan
parkir	0,25	0,45	392	12487,77	6121,25	7D16	4D16	1406,72	803,84
lantai	0,25	0,45	392	9821,84	4806,26	5D16	3D16	1004,8	602,88
atap	0,25	0,45	392	6751,26	3291,7	4D16	3D16	803,84	401,92

$\phi M_n$ (Nmm)		$\phi M_n > M_u$	
tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan
135081522,8	80240324,43	ok	ok
99029204,35	60942964,04	ok	ok
80240324,43	60942964,04	ok	ok



Tabel 5.12 Perhitungan penulangan geser balok anak

Lokasi	b (m)	h (m)	d' (m)	Vu (N)		Vc (N)	$\phi V_c$ (N)	$0,5 \times \phi V_c$ (N)	kondisi tulangan	
				tumpuan	lapangan				tumpuan	lapangan
parkir	0,25	0,45	392	125519,4	45838,5	103301,07	77475,803	38737,9	perlu tulangan geser minimum	perlu tulangan geser minimum
lantai	0,25	0,45	392	98673,4	36042,6	103301,07	77475,803	38737,9	perlu tulangan geser minimum	tidak perlu tulangan geser minimum
atap	0,25	0,45	392	67752,7	24759,9	103301,07	77475,803	38737,9	perlu tulangan geser minimum	tidak perlu tulangan geser minimum

S (mm)		n tulangan		Av (mm <sup>2</sup> )		Vs (N)		$\phi(V_c + V_s)$ (N)		$\phi(V_c + V_s) > V_u$	
tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan
120	180	2Ø10	2Ø10	78,5	44,46953	102573,3	206602,1	154405,8	213058,5	ok	ok
120	-	2Ø10	-	78,5	-	102573,3	-	154405,8	-	ok	-
120	-	2Ø10	-	29,64635	-	32666,67	-	101975,8	-	ok	-

## **BAB VI**

### **PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA**

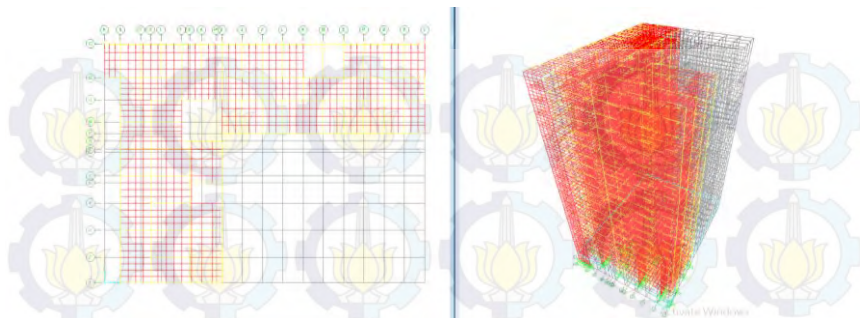
#### **6.1 Umum**

Perencanaan pembebanan terdiri dari beban gravitasi dan beban gempa. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-1727-2013 dan beban gempa rencana yang digunakan sesuai peraturan gempa SNI 03-1726-2012. Dalam hal ini beban gempa rencana dicek terhadap kontrol nilai gaya geser dasar (*base shear*), waktu getar alami fundamental ( $T$ ), dan simpangan (*drift*).

#### **6.2 Data-Data Perencanaan**

Data-data perancangan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f_c'$ )	: 40 MPa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Fungsi bangunan	: Hotel dan Apartemen
Tinggi bangunan	: $\pm 67,90$ m
Jumlah tingkat	: 20 Lantai
Tinggi tiap tingkat	
Lantai dasar	: 4 m
Lantai 2-3	: 3,1 m
Lantai 4-5	: 4,2 m
Lantai 6	: 4,2 m
Lantai 7	: 3,7 m
Lantai 8-20	: 3,2 m
Dimensi balok induk	: 50/35 cm
	: 60/40 cm
Dimensi balok anak	: 45/25 cm
Dimensi kolom	: $100 \times 85$ cm



**Gambar 6.1** Permodelan 3D Struktur Gedung

### 6.3 Perhitungan Berat Bangunan Total (gravitasi)

Perhitungan berat beban mati bangunan pada masing-masing lantai dapat dilihat pada tabel 6.1

**Tabel 6.1** Berat Total Beban Gravitasi

Lantai	hx (m)	Beban mati (kg)	Beban hidup (kg)	Beban total (kg)
2	4	1626481,89	321746,40	1948228,29
3	7,1	1103809,24	321746,40	1425555,64
4	10,2	1181534,74	321746,40	1503281,14
5	14,3	1259260,24	321746,40	1581006,64
6	18,4	1267032,79	321746,40	1588779,19
7	22,6	1591288,11	201091,50	1792379,61
8	26,3	1478001,61	201091,50	1679093,11
9	29,5	1398014,16	201091,50	1599105,66
10	32,7	1398014,16	201091,50	1599105,66
11	35,9	1398014,16	201091,50	1599105,66
12	39,1	1398014,16	201091,50	1599105,66
13	42,3	1398014,16	201091,50	1599105,66



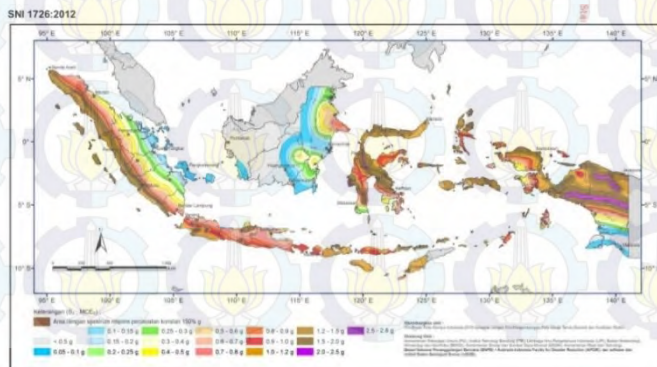
Lantai	hx (m)	Beban mati (kg)	Beban hidup (kg)	Beban total (kg)
14	45,5	1398014,16	201091,50	1599105,66
15	48,7	1398014,16	201091,50	1599105,66
16	51,9	1398014,16	201091,50	1599105,66
17	55,1	1398014,16	201091,50	1599105,66
18	58,3	1398014,16	201091,50	1599105,66
19	61,5	1398014,16	201091,50	1599105,66
20	64,7	1398014,16	201091,50	1599105,66
Atap	67,9	964425,66	80436,60	1020775,26
<b>TOTAL BEBAN</b>				<b>31728366,75</b>

## Analisa Beban Gempa

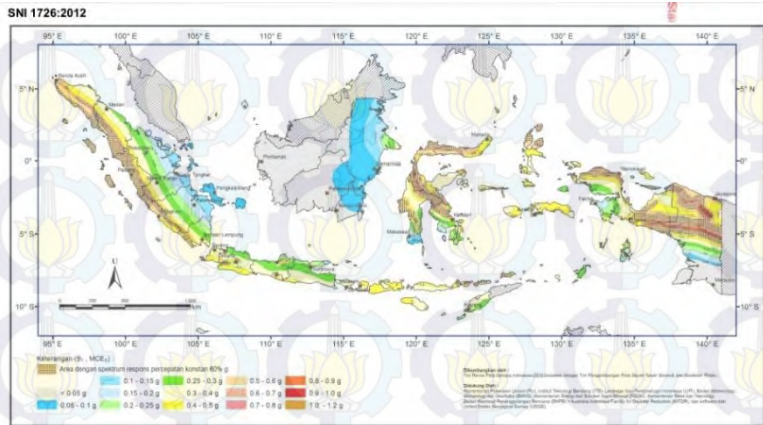
### 6.4 Kategori Desain Seismik

Dalam menentukan kategori desain seismik (KDS) pada pembangunan gedung apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dapat diperoleh dari data tanah yang didapat. Langkah-langkah pengerjaannya adalah :

#### 6.4.1 Menentukan Nilai Spektra Percepatan $S_s$ dan $S_1$



**Gambar 6.2**  $S_s$ , Respons spektral percepatan periode 0,2 detik



**Gambar 6.3**  $S_1$ , Respons spektral percepatan periode 1 detik

Berdasarkan gambar 6.2 dan 6.3 di atas, kota Surabaya memiliki respon spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik didapat sebesar ( $S_s$ ) 0,65 g, dan untuk periode 1 detik didapat sebesar ( $S_1$ ) 0,28 g. Parameter spektrum respon percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan  $S_s$  dan  $S_1$  di batuan dasar, dituliskan dalam rumus sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (F_a \times S_s) \text{ dan } S_{D1} = \frac{2}{3} (F_v \times S_1)$$

Dimana :

$S_s$  = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda pendek 0.2 detik di batuan dasar

$S_1$  = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda 1.0 detik di batuan dasar

$F_a$  = Koefisien perioda pendek 0.2 detik

$F_v$  = Koefisien perioda 1.0 detik

#### 6.4.2 Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa $I_e$

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2 berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan yaitu sebagai apartemen dan hotel, maka bangunan masuk ke dalam kategori resiko II dan memiliki faktor keutamaan gempa  $I_e = 1$ .

#### 6.4.3 Koefisien Situs, $F_a$ dan $F_v$

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 5.3 dan 5.3.3 berdasarkan data tanah yang diperoleh (data tanah terlampir), rata-rata nilai  $N$  adalah 16,45 dan memiliki tipe tanah dominan lanau lempung (kohesif) pada kedalaman 30 meter dengan rata-rata nilai Indeks Plastis (IP) 23% sehingga didapat kategori jenis tanah adalah tanah sedang kelas situs SD.

Untuk nilai  $F_a$  dan  $F_v$  didapat dari SNI 03-1726-2012 pasal 6.2

**Tabel 6.2** Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_z$				
	$S_z \leq 0,25$	$S_z = 0,5$	$S_z = 0,75$	$S_z = 1,0$	$S_z \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara  $S_z$  dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Kelas situs = SD  
 $S_s = 0,65$  g  
 Didapatkan nilai  $F_a = 1.28$



**Tabel 6.3** Koefisien Situs  $F_v$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF			$SS^b$		

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b)  $SS$ = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Kelas situs = SD  
 $S_1 = 0,28 \text{ g}$   
 Didapatkan nilai  $F_v = 1.84$

#### 6.4.4 Spektral Respon Percepatan $S_{DS}$ dan $S_{D1}$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (1,28 \times 0,65) = 0,55$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (1,84 \times 0,28) = 0,34$$

Dari data yang telah didapat, maka **kategori desain seismik** gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dapat diketahui. Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 6.5 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik masuk **kategori D** sehingga berdasarkan pasal 7.2.2 untuk sistem ganda dengan pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur adalah TB (tidak dibatasi) dan diperoleh nilai faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ ) = 7 , faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5 , dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 2,5

### 6.5 Periode Fundamental Struttur (T)

SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2 menyebutkan bahwa penentuan perioda fundamental struktur, T, diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1, dimana  $T_a$  dalam satuan detik untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan

$$T_a = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

Dimana  $h_n$  adalah ketinggian struktur dalam meter dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan  $C_w$  dihitung dari persamaan sebagai berikut :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

$A_B$  : Luas dasar struktur,  $m^2$

$A_i$  : Luas badan dinding geser “i”,  $m^2$

$D_i$  : panjang dinding geser “i”, m

$h_i$  : tinggi dinding geser “i”, m

x : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$\begin{aligned} C_{wx} &= \frac{100}{991,023} \times \left[ 5 \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,89}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{5,4} \right)^2 \right]} + 2 \left( \frac{67,9}{64,7} \right)^2 \frac{1,785}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{64,7}{0,3} \right)^2 \right]} \right. \\ &\quad + 3 \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,785}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{0,3} \right)^2 \right]} + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,89}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{5,4} \right)^2 \right]} \\ &\quad \left. + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,92}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{0,3} \right)^2 \right]} + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{2,115}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{0,3} \right)^2 \right]} \right] \\ &= 0,008686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{wy} &= \frac{100}{991,023} \times \left[ 5 \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,89}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{0,35} \right)^2 \right]} + 2 \left( \frac{67,9}{64,7} \right)^2 \frac{1,785}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{64,7}{5,95} \right)^2 \right]} \right. \\
 &\quad + 3 \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,785}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{5,95} \right)^2 \right]} + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,89}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{0,35} \right)^2 \right]} \\
 &\quad \left. + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{1,92}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{6,4} \right)^2 \right]} + \left( \frac{67,9}{67,9} \right)^2 \frac{2,115}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{67,9}{7,05} \right)^2 \right]} \right] \\
 &= 0,013779
 \end{aligned}$$

$$T_{ax} = \frac{0,0062 \times 67,9}{\sqrt{0,008686}} = 4,52 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0,0062 \times 67,9}{\sqrt{0,013779}} = 3,59 \text{ detik}$$

Untuk batasan perioda struktur menurut SNI 03-1726-2012 menyatakan nilai  $T < C_u \times T_a$ , nilai  $T$  didapat dari permodelan pada program SAP 2000 diperoleh 2,3 detik (tabel 6.11), sedangkan nilai  $C_u$  diperoleh dari pasal 7.8.2.1 sebesar 1,4 maka :

$$T < C_u \times T_{ax}$$

$$2,3 < 1,4 \times 4,52$$

$$2,3 < 6,32 \quad (\text{ok})$$

$$T < C_u \times T_{ay}$$

$$2,3 < 1,4 \times 3,59$$

$$2,3 < 5,02 \quad (\text{ok})$$

## 6.6 Spektrum Respon Desain

SNI 03-1726-2012 pasal 6.4 tentang spektrum respon desain maka kurva harus mengacu dan mengikuti ketentuan :

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,34}{0,55} = 0,123 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,34}{0,55} = 0,619 \text{ detik}$$



- Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan :

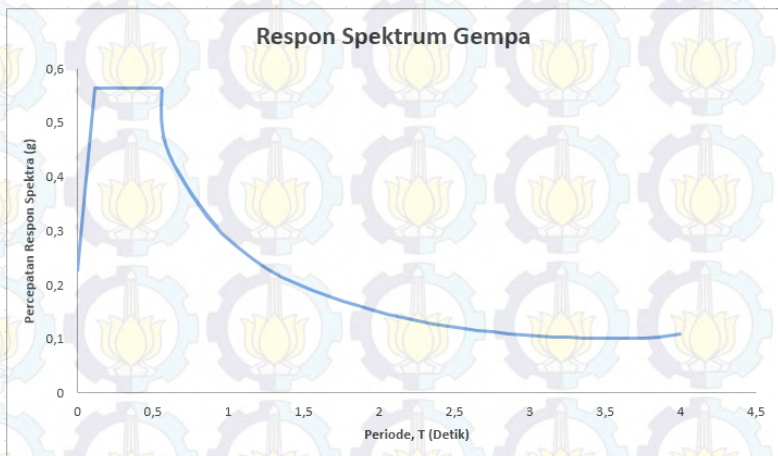
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$S_a = 0,55 \left( 0,4 + 0,6 \frac{2,183}{0,123} \right) = 6,07 \text{ detik}$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$
- Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,34}{2,3} = 0,147 \text{ detik}$$

Sehingga respon spektrum gempa yang diperoleh dari data di atas untuk wilayah kota Surabaya dengan kelas tanah sedang adalah sebagai berikut :



**Gambar 6.4** Spektrum respon desain

### 6.7 Koefisien Respon Seismik (Cs)

Koefisien respon seismik (Cs) ditentukan pada SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dengan  $S_{DS} = 0,55$  ;  $I_e = 1$  ;  $R = 7$ , sehingga nilai

$$C_s = \frac{0,55}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,078$$

- Dan nilai Cs tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,34}{2,3 \times \frac{7}{1}} = 0,0223$$

- Dan nilai Cs tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,55 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,0242$$

Maka diambil nilai Cs sebesar 0,0242

### 6.8 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012

$$V = C_s \times W$$

Dimana :

Cs = koefisien respons seismic

W = berat seismic efektif

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0242 \times 31728366,75 = 767826,475 \text{ kg}$$

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1 jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$ .

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

**Tabel 6.4** Output Reaksi Dasar Hasil SAP 2000

Output Case	Case Type	GlobalFX (kgf)	GlobalFY (kgf)
ENVELOPE	Combination	428591	418865

$$0,85V = 0,85 \times 767826,475 = 652652,504 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 428591 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 418865 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$428591 \text{ kg} < 652652,504 \text{ kg} \quad (\text{tidak ok})$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$418865 < 652652,504 \text{ kg} \quad (\text{tidak ok})$$

Untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala  $0.85V/V_t$ .

Arah x :

$$\frac{0,85 \times V}{V_{xt}} = \frac{652652,504}{428591} = 1,5227$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \times V}{V_{yt}} = \frac{652652,504}{418865} = 1,5581$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectrum. Kemudian dilakukan running



ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

**Tabel 6.5** Output Reaksi Dasar Analisis Ulang SAP 2000

Output Case	Case Type	GlobalFX (kgf)	GlobalFY (kgf)
ENVELOPE	Combination	671027	654133

$$0,85V = 0,85 \times 767826,475 = 652652,504 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 671027 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 654133 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$671027 \text{ kg} > 652652,504 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$654133 \text{ kg} > 652652,504 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

Hasil dari analisa ulang sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

## 6.9 Gaya Seismik Lateral

SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.3 menyebutkan bahwa gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut

$$F_x = C_{vx} \times V ; C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \text{dimana:}$$

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal,

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur

$w_i$  and  $w_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada Tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  and  $h_x$  = tinggi (m) dari dasar sampai Tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk  $T \leq 0,5$  s maka nilai  $k = 1$ ;  $T \geq 2,5$  s maka nilai  $k = 2$  ;  
 $0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,5 \text{ s}$  maka nilai  $k$  diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai  $k$  diatas.  $T = 2,3$  s maka nilai  $k$  diperoleh sebesar 1,9

Perhitungan besarnya distribusi beban geser akibat gempa disajikan dalam Tabel 6.6 dan Tabel 6.7

**Tabel 6.6** Distribusi Gaya Vertikal Gempa

Lantai	$h_x$ (m)	$W_x$ (kg)	$W_x \times h_x^k$	$C_{vx}$	$F_{x-y}$ (kg)
2	4	1948228,29	27136499,73	0,000758478	582,379381
3	7,1	1425555,64	59071096,77	0,001651065	1267,73125
4	10,2	1503281,14	123988251,2	0,00346553	2660,92539
5	14,3	1581006,64	247783375,2	0,006925661	5317,70605
6	18,4	1588779,19	401991995,8	0,011235864	8627,19408
7	22,6	1792379,61	670248774,4	0,018733767	14384,2821
8	26,3	1679093,11	837511349,4	0,023408834	17973,9224
9	29,5	1599105,66	992062400,7	0,027728608	21290,7594
10	32,7	1599105,66	1206473785	0,033721507	25892,2655
11	35,9	1599105,66	1440643792	0,040266668	30917,8136
12	39,1	1599105,66	1694388514	0,047358951	36363,4567
13	42,3	1599105,66	1967541302	0,0549937	42225,6185
14	45,5	1599105,66	2259949910	0,063166657	48501,0316
15	48,7	1599105,66	2571474287	0,071873909	55186,6902
16	51,9	1599105,66	2901984842	0,081111834	62279,8133
17	55,1	1599105,66	3251361041	0,090877062	69777,814
18	58,3	1599105,66	3619490273	0,101166446	77678,2756
19	61,5	1599105,66	4006266908	0,111977034	85978,9312
20	64,7	1599105,66	4411591518	0,123306046	94677,6468
Atap	67,9	1020775,26	3086616722	0,086272381	66242,2182

Apabila pengaruh beban gempa rencana disimulasikan terhadap struktur gedung, maka nilai beban gempa pada tabel 6.8 harus dibebankan pada Pusat Massa Eksentrisitas Bangunan per lantai, beban gempa yang bernilai 100% di masing-masing lantai dimasukkan sesuai koordinatnya, kemudian 30% dari beban tersebut dimasukkan pada arah tegak lurus beban yang bernilai 100% tersebut.

**Tabel 6.7** Nilai Beban Gempa Pada Masing-Masing Lantai

Lantai	$h_x$ (m)	$F_x$	30% $F_x$	$F_y$	30% $F_y$
2	4	582,3793811	174,7138143	582,3793811	174,713814
3	7,1	1267,731252	380,3193756	1267,731252	380,319376
4	10,2	2660,925385	798,2776155	2660,925385	798,277616
5	14,3	5317,706046	1595,311814	5317,706046	1595,31181
6	18,4	8627,194076	2588,158223	8627,194076	2588,15822
7	22,6	14384,28207	4315,28462	14384,28207	4315,28462
8	26,3	17973,92244	5392,176731	17973,92244	5392,17673
9	29,5	21290,75941	6387,227822	21290,75941	6387,22782
10	32,7	25892,26552	7767,679657	25892,26552	7767,67966
11	35,9	30917,81358	9275,344074	30917,81358	9275,34407
12	39,1	36363,45675	10909,03702	36363,45675	10909,037
13	42,3	42225,61853	12667,68556	42225,61853	12667,6856
14	45,5	48501,03156	14550,30947	48501,03156	14550,3095
15	48,7	55186,69021	16556,00706	55186,69021	16556,0071
16	51,9	62279,81328	18683,94398	62279,81328	18683,944
17	55,1	69777,814	20933,3442	69777,814	20933,3442
18	58,3	77678,2756	23303,48268	77678,2756	23303,4827
19	61,5	85978,93116	25793,67935	85978,93116	25793,6793
20	64,7	94677,64684	28403,29405	94677,64684	28403,2941
Atap	67,9	66242,2182	19872,66546	66242,2182	19872,6655



### 6.10 Kontrol Drift

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6 tentang penentuan simpangan antar lantai, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke – x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (5,5)

$I$  = faktor keutamaan gedung (1)

Untuk struktur Sistem Ganda (*Dual System*), pada SNI 03-1726-2012 pasal 7.12.1 simpangan ijin antar lantai dibatasi seperti pada tabel 6.8 berikut :

**Tabel 6.8** Simpangan Ijin Lantai

Tingkat	$h_{sx}$ (mm)	$\Delta a$ (mm) $= 0,020 \times h_{sx}$
tingkat 2	4000	80
tingkat 3-4	3100	62
tingkat 5-6	4100	82
tingkat 7	4200	84
tingkat 8	3700	74
tingkat 9-atap	3200	64

Selanjutnya kontrol simpangan (*drift*) struktur tiap tingkat lantai ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.9** Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa  
Dinamik Arah X

Tingkat	$\delta_{xe}$ (m)*	$\frac{\delta_x \text{ (mm)}}{C_d \times \delta_{xe}} = \frac{I}{I}$	Drift ( $\Delta$ ) (mm)**	Syarat Drift ( $\Delta_a$ ) (mm)	Keterangan
2	0,0014	7,7	7,7	80	ok
3	0,0036	19,8	12,1	62	ok
4	0,0066	36,3	16,5	62	ok
5	0,0115	63,25	26,95	82	ok
6	0,0171	94,05	30,8	82	ok
7	0,0234	128,7	34,65	84	ok
8	0,0291	160,05	31,35	74	ok
9	0,0341	187,55	27,5	64	ok
10	0,0391	215,05	27,5	64	ok
11	0,0441	242,55	27,5	64	ok
12	0,049	269,5	26,95	64	ok
13	0,0539	296,45	26,95	64	ok
14	0,0586	322,3	25,85	64	ok
15	0,0632	347,6	25,3	64	ok
16	0,0677	372,35	24,75	64	ok
17	0,0721	396,55	24,2	64	ok
18	0,0764	420,2	23,65	64	ok
19	0,0805	442,75	22,55	64	ok
20	0,0844	464,2	21,45	64	ok
atap	0,0883	485,65	21,45	64	ok

\*  $\delta_{xe}$  : hasil defleksi lantai dari program SAP

\*\* Drift ( $\Delta$ ) :  $\delta_{x_n} - \delta_{x_{(n-1)}}$

**Tabel 6.10** Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y

Tingkat	$\delta_{xe}$ (m)*	$\delta x$ (mm) $= \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$	Drift ( $\Delta$ ) (mm)**	Syarat Drift ( $\Delta_a$ ) (mm)	Keterangan
2	0,0018	9,9	9,9	80	ok
3	0,0045	24,75	14,85	62	ok
4	0,0081	44,55	19,8	62	ok
5	0,0138	75,9	31,35	82	ok
6	0,0203	111,65	35,75	82	ok
7	0,0274	150,7	39,05	84	ok
8	0,0337	185,35	34,65	74	ok
9	0,0392	215,6	30,25	64	ok
10	0,0445	244,75	29,15	64	ok
11	0,0498	273,9	29,15	64	ok
12	0,0549	301,95	28,05	64	ok
13	0,0599	329,45	27,5	64	ok
14	0,0648	356,4	26,95	64	ok
15	0,0695	382,25	25,85	64	ok
16	0,074	407	24,75	64	ok
17	0,0783	430,65	23,65	64	ok
18	0,0825	453,75	23,1	64	ok
19	0,0865	475,75	22	64	ok
20	0,0903	496,65	20,9	64	ok

\*  $\delta_{xe}$  : hasil defleksi lantai dari program SAP

\*\* Drift ( $\Delta$ ) :  $\delta x_n - \delta x_{(n-1)}$

### 6.11 Menentukan Eksentrisitas Rencana Bangunan ( $e_d$ )

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 bahwa Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$  sebagai berikut,



- Untuk  $0 < e \leq 0,3$  b, maka :

$e_d = 1,5 e + 0,05 b$  atau  $e_d = 1 - 0,05 b$   
dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

- Untuk  $e > 0,3$  b, maka :

$e_d = 1,33 e + 0,1 b$  atau  $e_d = 1,17 - 0,1 b$   
dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

Berdasarkan perhitungan, didapat koordinat pusat massa gedung terletak pada koordinat (10,798 ; 22,414) m, dan pusat kekakuan gedung pada koordinat (16,6741 ; 22,977) m. Sehingga dari jarak koordinat pusat masa dan pusat kekakuan diperoleh jarak eksentrisitas (e) sebesar 5,095 m.

Sehingga :

- Arah x  
 $b = 47,65$  m  
 $0,3b = 0,3 \times 47,65 = 14,295$  m

- Arah y  
 $b = 35,575$  m  
 $0,3b = 0,3 \times 35,575 = 10,67255$  m

Eksentrisitas rencana ( $e_d$ )

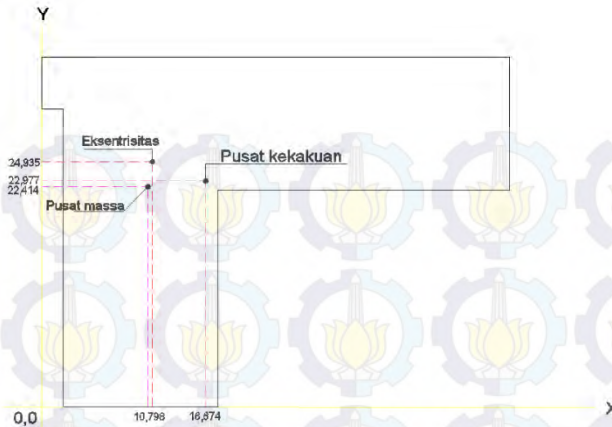
- Arah x  
 $e_d = 1,5 e + 0,05 b$   
 $= 1,5 \times 5,095 + 0,05 \times 47,65 = 11,24$  m  
 $e_d = e - 0,05 b$   
 $= e - 0,05 \times 47,65 = 3,225$  m

- Arah y  
 $e_d = 1,5 e + 0,05 b$   
 $= 1,5 \times 5,095 + 0,05 \times 35,575 = 10,64$  m  
 $e_d = e - 0,05 b$   
 $= e - 0,05 \times 35,575 = 4,126$  m

Koordinat eksentrisitas

Sumbu x : 16,599 m

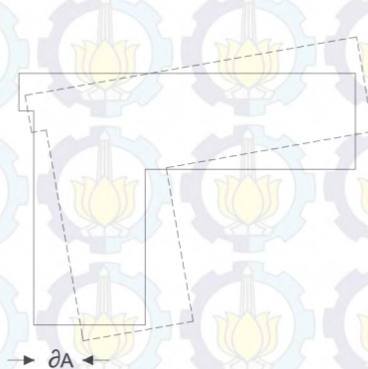
Sumbu y :  $(35,575 - 10,64) = 24,935$  m



**Gambar 6.5** Pusat massa, pusat kekakuan & eksentrisitas

### 6.12 Kontrol Ketidakberaturan Torsi

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Pada sub bab ini ditinjau dari segi torsi yang terjadi pada gedung. Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.2.1 disebutkan bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu dibatasi sesuai yang dicantumkan dalam tabel 10 pada SNI.



**Gambar 6.6** Kontrol ketidakberaturan torsional

$$\delta \text{ rata-rata} = \frac{\delta A + \delta B}{2}$$

Dari hasil permodelan didapatkan  $\delta \text{ max} = \delta_A = 39,05 \text{ mm}$  dan  $\delta_B = 37,4 \text{ mm}$ , maka  $\delta \text{ rata-rata} = \frac{39,05+37,4}{2} = 38,225 \text{ mm}$ .

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.2.1 tabel 10 dikarenakan

$$\delta \text{ max} < 1,2 \delta \text{ rata-rata}$$

$$39,05 \text{ mm} < 1,2 \times 38,225 \text{ mm}$$

Maka struktur tidak mengalami ketidakberaturan torsial tipe 1a maupun tipe 1b.

### 6.13 Kontrol Sistem Ganda (Dual System)

Sistem ganda merupakan sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh space frame (rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh space frame dan shear wall (Dinding Geser/Dinding Struktur). Space frame sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh shear wall.

Kemampuan dari Shearwall dan Rangka Gedung dalam menerima beban geser nominal akibat gempa rencana tersebut bisa dilihat pada tabel 6.11

**Tabel 6.11** Nilai Cek Persentase Antara Base Shear Frame dan Shear Wall Dari Kombinasi Beban Gempa

No	Kombinasi	Prosentase dalam menahan beban gempa			
		Fx		Fy	
		Frame	Shear wall	Frame	Shear wall
1	0,9D ± RSPX ± RSPY max	30,11%	69,89%	25,90%	74,10%
2	0,9D ± RSPX ± RSPY min	30,00%	70,00%	25,57%	74,43%
3	1,2D + 1L ± RSPX ± RSPY max	30,14%	69,86%	26,04%	73,96%
4	1,2D + 1L ± RSPX ± RSPY min	29,96%	70,04%	25,42%	74,58%
5	0,9D ± RSPX max	30,15%	69,85%	26,07%	73,93%



No	Kombinasi	Prosentase dalam menahan beban gempa			
		Fx		Fx	
		Frame	Shear wall	Frame	Shear wall
6	0,9D ± RSPX min	29,93%	70,07%	25,41%	74,59%
7	0,9D ± RSPY max	30,17%	69,83%	26,05%	73,95%
8	0,9D ± RSPY min	29,95%	70,05%	25,39%	74,61%
9	1,2D + 1L ± RSPX max	30,22%	69,78%	26,36%	73,64%
10	1,2D + 1L ± RSPX min	29,85%	70,15%	25,12%	74,88%
11	1,2D + 1L ± RSPY max	30,25%	69,75%	26,34%	73,66%
12	1,2D + 1L ± RSPY min	29,88%	70,12%	25,10%	74,90%

Prosentse rangka pemikul momen (kolom) dalam menerima beban lateral sudah memenuhi syarat Dual System yaitu minimal memikul 25 % beban gempa.

#### 6.14 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1 jumlah ragam vibrasi/mode shape yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (Modal participating Mass Ratios) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %

**Tabel 6.12** Modal participating mass ratios

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	2,307114	0,489	0,123
MODAL	Mode	2	2,153316	0,711	0,523
MODAL	Mode	3	1,842846	0,725	0,717
MODAL	Mode	4	0,650274	0,802	0,735

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	5	0,581454	0,838	0,816
MODAL	Mode	6	0,486624	0,847	0,846
MODAL	Mode	7	0,318029	0,884	0,853
MODAL	Mode	8	0,270957	0,898	0,894
MODAL	Mode	9	0,220188	0,904	0,905
MODAL	Mode	10	0,197595	0,926	0,909
MODAL	Mode	11	0,196398	0,926	0,909
MODAL	Mode	12	0,177063	0,926	0,909
MODAL	Mode	13	0,168031	0,926	0,909
MODAL	Mode	14	0,167948	0,927	0,911
MODAL	Mode	15	0,167787	0,928	0,916
MODAL	Mode	16	0,167728	0,928	0,917
MODAL	Mode	17	0,167439	0,928	0,918
MODAL	Mode	18	0,167266	0,928	0,918
MODAL	Mode	19	0,166989	0,928	0,918
MODAL	Mode	20	0,16692	0,928	0,918

Dari tabel 6.12 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN**

Struktur utama non pratekan yang akan direncanakan meliputi :

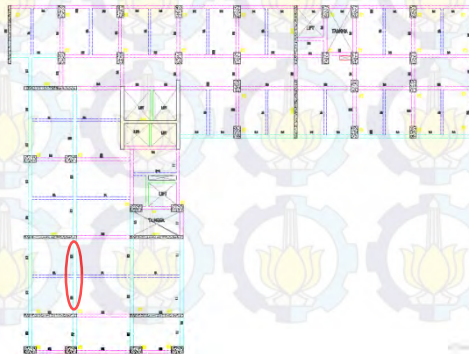
1. Balok Induk
2. Kolom
3. Dinding Geser
4. Hubungan Balok Kolom

Langkah Perhitungan dalam perencanaan struktur primer ini adalah dengan memodelkan gedung apartemen De Papilio Tamansari Surabaya kedalam program SAP 2000 dengan memasukan beban-beban yang ada seperti beban hidup dan beban mati serta beban gempa (respon spektrum).

Hasil dari pemodelan program SAP 2000 akan didapatkan gaya dalam yang selanjutnya akan digunakan untuk perhitungan tulangan struktur primer.

#### **7.1 Perencanaan Balok Induk**

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Pada contoh perhitungan balok induk ini akan direncanakan balok induk dimensi 600/400 mm pada lantai 2 gedung yang memiliki panjang bentang 8 meter.



**Gambar 7.1** Letak balok induk 600/400 yang direncanakan



## Data Perencanaan :

Dimensi balok	: 600/400 mm
Panjang bentang	: 8 meter
Mutu beton ( $f'c$ )	: 40 MPa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu baja sengkang ( $f_y$ )	: 400 MPa
Diameter tulangan (D)	: 22 mm
Diameter sengkang ( $\emptyset$ )	: 12 mm
Tebal decking ( $d'$ )	: 40 mm
dt	: $600 - (40 + 12 + 22/2) = 537$ mm

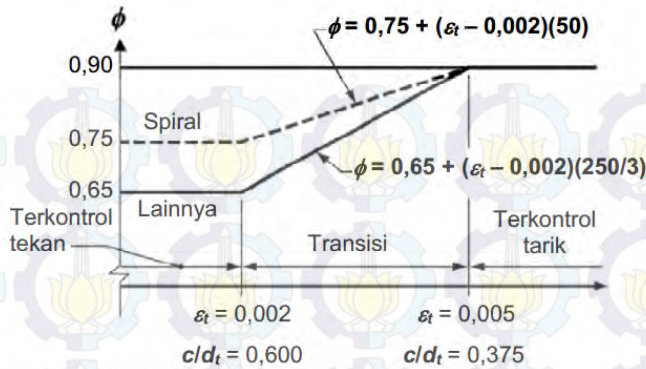
Karena struktur gedung ini menggunakan sistem rangka gedung yang merupakan perpaduan SRPM dan dinding struktural khusus (DSK), maka sesuai dengan persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1 yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1 \times A_g \times f'_c$
2. Bentang bersih minimum  $\geq 4d$   
 $8 \text{ m} \geq 4d = 4 \times 0,5345 = 2,138 \text{ m (OK)}$
3. Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil  $0,3h$   
 $(0,3 \times 600 = 240) \text{ dan } 250 \text{ mm}$   
 $400 \text{ mm} \geq 240 \text{ mm (OK)}$
4. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan  $0,75$  lebar kolom  
 $400 \text{ mm} < 850 + (0,75 \times 850) = 1487,5 \text{ mm (OK)}$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2 mengenai faktor reduksi kekuatan  $\phi = 0,65 + 0,25 \times \left[ \left( \frac{1}{\frac{c}{dt}} \right) - \left( \frac{5}{3} \right) \right]$  dimana :

c adalah jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral, mm

dt adalah jarak dari serat tekan terjauh ke pusat lapisan terjaluh tulangan tarik longitudinal, mm



Interpolasi pada  $c/d_t$ :  
 Spiral  $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t) - (5/3))]$   
 Lainnya  $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t) - (5/3))]$

**Gambar 7.2** Variasi  $\phi$  dengan regangan tarik netto dalam baja tarik terluar,  $\epsilon_t$ , dan  $c/d_t$  untuk tulangan mutu 420 dan untuk baja pratekan.

Cek penampang terkendali beton :

Nilai  $\frac{c}{dt} = \frac{300}{537} = 0,558$  sehingga nilai  $\epsilon_t$  diperoleh dari hasil interpolasi nilai  $\phi = 0,65 + 0,25 \times \left[ \left( \frac{1}{0,558} \right) - \left( \frac{5}{3} \right) \right] = 0,68$

Dari hasil permodelan program SAP 2000 didapatkan momen envelope dari kombinasi:

1,4D

1,2D + 1,6L

0,9D + RSPX + RSPY

1,2D + 1L + RSPX + RSPY

pada balok 600/400 adalah sebagai berikut :

M tumpuan = 43402,8 kgm

M lapangan = 31307,81 kgm

### 7.1.1 Perencanaan Tulangan Lentur

#### a. Daerah Tumpuan

Dipasang tulangan tarik 6 D22 + 2 D25 ( $A_s = 3260,89 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Kontrol jarak tulangan} = \frac{400 - [(2 \times 40) + (2 \times 12) + (8 \times 22)]}{8 - 1} = 17,2 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan } S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Lebar balok tidak memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, akan direncanakan dipasang dalam 2 baris, 6D22 pada baris atas dan 2D25 pada baris bawahnya.

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) dengan  $A_s = 3260,89 \text{ mm}^2$ . Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$A_s' = 0,5 \times A_s$$

$$= 0,5 \times 3260,89 = 1364,92 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 D22 ( $A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$ )

### Kontrol momen nominal penampang balok tumpuan

$a$  dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$a = \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{(3260,89 - 1519,76) \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 51,20 \text{ mm}$$

$$a = 51,20 \text{ mm} > d' = 40 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,20}{0,80} = 64,01$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{40}{64,01}\right) \times 600 = 225,07 \text{ Mpa}$$

Menghitung nilai  $a$  baru :

$$a = \frac{A_s \times f_y - A_s' \times f_s'}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3260,89 \times 400 - 1519,76 \times 225,07}{0,85 \times 40 \times 400}$$

$$a = 70,75 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A_s' \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A_s' \times f_s') \times (d - d')$$

$$M_n = (3260,89 \times 400 - 1519,76 \times 225,07) \times \left(537 - \frac{70,74}{2}\right) + (1519 \times 225,07) \times (537 - 40)$$



$$M_n = 65271197,6 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,68 \times 65271197,6 \text{ Nmm} > 434028000 \text{ Nmm}$$

$$444388066,7 \text{ Nmm} > 434028000 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})$$

### **b. Daerah Lapangan**

Dipasang tulangan tarik 6 D22 ( $A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Kontrol jarak tulangan} \frac{400 - [(2 \times 40) + (2 \times 12) + (6 \times 22)]}{6 - 1} = 50,4 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan } S > S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris. Namun akan direncanakan dipasang dalam 2 baris, 2D22 pada baris atas dan 4D22 pada baris bawahnya.

Pada daerah lapangan dipasang tulangan bawah (daerah tarik) dengan  $A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$ . Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan lapangan atas (daerah tekan) :

$$A_s' = 0,5 \times A_s$$

$$= 0,5 \times 1923,20 = 961,60 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4D22 ( $A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$ )

### **Kontrol momen nominal penampang balok lapangan**

$a$  dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$a = \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{(2279,64 - 1519,76) \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 22,34 \text{ mm}$$

$a = 22,34 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$  sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan rumus tulangan tunggal :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2279,64 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 67,04 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67,04}{0,80} = 83,81$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{40}{83,81}\right) \times 600 = 313,63 \text{ Mpa}$$

Menghitung nilai  $a$  baru :

$$a = \frac{A_s \times f_y - A_s' \times f_s'}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2279,64 \times 400 - 1519,76 \times 313,63}{0,85 \times 40 \times 400}$$

$$a = 32 \text{ mm}$$

$$M_n > M_u$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A_s' \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A_s' \times f_s') \times (d - d')$$

$$M_n = (2279,64 \times 400 - 1519,76 \times 313,63) \times \left(537 - \frac{32}{2}\right) + (1519,76 \times 313,63) \times (537 - 40)$$

$$M_n = 463637232 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,68 \times 463637232 \text{ Nmm} > 313078100 \text{ Nmm}$$

$$315659682,1 \text{ Nmm} > 313078100 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})$$

### 7.1.2 Perencanaan Tulangan Geser

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.1 gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum  $M_{pr}$ , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta  $V_e$  harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

$$M_{pr} = A_s \times (1,25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 \times f'c \times b}$$

Maka nilai  $M_{pr}$  adalah :

$$a_1 = \frac{3260,89 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 40 \times 400} = 119,88 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = 3260,89 \times (1,25 \times 400) \times \left(537 - \frac{119,88}{2}\right) = 777,81 \text{ kNm}$$

$$a_2 = \frac{1519,76 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 40 \times 400} = 55,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = 1519,76 \times (1,25 \times 400) \times \left(537 - \frac{55,87}{2}\right) = 386,82 \text{ kNm}$$

Mencari Wu pada pelat lantai area parkir (ukuran  $8 \times 5,425 \text{ m}^2$ )

- Beban mati :

Pelat berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh  $434 \text{ kg/m}^2$

Berat sendiri balok

- Beban hidup:

Beban Hidup  $400 \text{ kg/m}^2$  (area parkir)

Distribusi beban merata

- Beban mati (DL)

$$\text{Pelat} = 434 \times 5,425 = 2354,45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Balok} = 0,40 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Jumlah} = 2930,45 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup} = 400 \times 5,425 = 2170 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1,2DL + 1,0LL$$

$$= 1,2 \times 2930,45 + 1,0 \times 2170$$

$$= 6988,54 \text{ kg/m} = 69,8854 \text{ kN/m}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\frac{L}{8} + 386,82} + \frac{W_u \times L}{2} = 425,12 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\frac{L}{8} + 386,82} - \frac{W_u \times L}{2} = -133,96 \text{ kN}$$

Sedangkan Vu akibat gempa hasil analisa SAP 2000 didapat sebesar 272,21 kN untuk di daerah sendi plastis (tumpuan) dan 188,91 kN di daerah luar sendi plastis (lapangan). Dikarenakan hasil gaya geser dari analisa program SAP 2000 lebih kecil dari hasil analisa geser rencana, maka digunakan hasil dari analisa geser rencana.



### a. pemasangan sengkang di daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.5.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila :

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0.5 \times$  total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} > 0,5 \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} + \frac{W_u \times L}{2}$$

145,58 kN  $>$  212,56 kN tidak memenuhi sehingga  $V_c$  harus dihitung

2. Gaya aksial tekan  $< 0.2 \times A_g \times f'_c$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 537 = 226419,08 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 226419,08 = 169814,31 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 84907,15 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2 tidak boleh melebihi dari yang terkecil :

1.  $\frac{d}{4} = \frac{537}{4} = 134,25 \text{ mm}$

2.  $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

3. 150 mm

Dipakai jarak tulangan sengkang 100 mm

$$A_v = (1/4 \times \pi \times \phi^2)$$

$$= (1/4 \times \pi \times 12^2) = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{113,04 \times 400 \times 537}{100} = 242809,92 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (226,419 + 242,809) \geq 272,21 \text{ kN}$$

351,92 kN  $\geq$  272,21 kN (ok)

Jadi dipakai tulangan geser  $\emptyset 12 - 100$  mm

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 11.4.7.9 SNI 03-2847-2013 :

$$V_s \max = \frac{2}{3} \times b \times d \times \sqrt{f'c}$$

$$V_s \max = \frac{2}{3} \times 400 \times 537 \times \sqrt{40} = 905676,32 \text{ N}$$

$$V_s = 151756,2 \text{ N} < V_s \max = 905676,32 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

#### **b. pemasangan sengkang di luar daerah sendi plastis**

Jarak di luar sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4 tulangan geser yang di pasang sepanjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari :

1. Tinggi kompinen struktur ( $h$ ) = 600 mm
2.  $\frac{1}{6}$  bentang bersih struktur =  $\frac{1}{6} \times 8000 = 1333,33$  mm
3. 450 mm

Diambil jarak diluar sendi plastis adalah 1500 mm. Dari hasil analisa program SAP didapat nilai  $V_u$  adalah 184260,5 N.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 537 = 226419,08 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 226419,08 = 169814,31 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset V_c = 84907,15 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.4 tidak boleh melebihi :

$$\frac{d}{2} = \frac{537}{2} = 268,5 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan sengkang 250 mm

$$\begin{aligned} A_v &= (1/4 \times \pi \times \emptyset^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 12^2) = 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{113,04 \times 400 \times 537}{250} = 97123,96 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (226,419 + 97,12) \geq 184,260 \text{ kN}$$

$$242,657 \text{ kN} \geq 184,260 \text{ kN}$$

Jadi dipakai tulangan geser Ø12 – 250 mm

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 11.4.7.9 SNI 03-2847-2013 :

$$V_s \max = \frac{2}{3} \times b \times d \times \sqrt{f'c}$$

$$V_s \max = \frac{2}{3} \times 400 \times 537 \times \sqrt{40} = 905676,32 \text{ N}$$

$$V_s = 101170,8 \text{ N} < V_s \max = 905676,32 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

### 7.1.3 Perencanaan Tulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1 yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut :

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{12} \times \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75$$

$A_{cp}$  = Luas penampang keseluruhan

$P_{cp}$  = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$T_u = 799,86 \text{ kgm} = 7998600 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{7998600}{0,75} = 10664800 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$7998600 \leq \frac{0,75 \sqrt{40}}{12} \times \left( \frac{240000^2}{2000} \right)$$



$$7998600 \text{ Nmm} \leq 11384199,58 \text{ Nmm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan torsi. Apabila diperlukan, berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.5 menyebutkan bahwa luas minimum tulangan torsi harus disediakan pada semua daerah dimana  $T_u$  melebihi torsi terkecil yang terdeteksi.

#### 7.1.4 Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Perhitungan panjang penyaluran tulangan diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 12 adalah sebagai berikut :

a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Diketahui diameter tulangan,  $d_b = 22 \text{ mm}$

$$l_b = d_b \times \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{1,7\lambda \times \sqrt{f'_c}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4 :

$\psi_t = 1.3$  (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\psi_e = 1.0$  ( faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis )

$\lambda = 1.0$  ( faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_b = 22 \times \frac{400 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{40}} = 1064,01 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 1100 mm.

b. Panjang penyaluran tulangan tekan

$$l_{dc} = d_b \times \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f'_c}} > 200 \text{ mm}$$

$$= 22 \times \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} = 333,93 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Tetapi tidak kurang dari :

$$l_{dc} = 0,043 \times d_b \times f_y = 0,043 \times 22 \times 400 = 378 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 400 mm.

c. Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1 panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut :

$$l_{dh} > 8 d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = d_b \times \frac{0,24 \times f_y \times \psi_e}{\lambda \times \sqrt{f'_c}} = 22 \times \frac{0,24 \times 400 \times 1}{1 \times \sqrt{40}} = 333,93 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan berkait sebesar 350 mm dengan perpanjangan kait  $12d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$

### 7.1.5 Kontrol Retak Balok

SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4 menyatakan bahwa spasi tulangan terdekat ke muka tarik,  $s$ , tidak boleh melebihi yang diberikan oleh

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c$$

dimana :

$C_c$  = jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

= decking + Ø sengkang

=  $40 + 12 = 62 \text{ mm}$

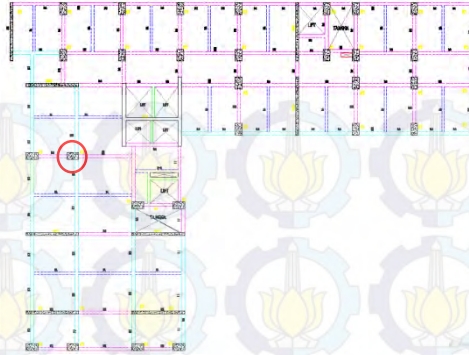
$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{266,667} \right) - 2,5 \times 62$$

$$s = 243,99 \text{ N/mm}$$

### 7.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder, balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Pada contoh perhitungan kolom ini akan direncanakan kolom yang berdimensi  $100 \times 85 \text{ cm}$  yang terletak di lantai dasar.



**Gambar 7.3** Letak kolom 100×85 cm yang direncanakan

#### 7.2.1 Data Perencanaan :

Dimensi	: 100 × 85 cm
Tinggi kolom	: 400 cm
Tebal decking (d')	: 40 mm
Diameter tulangan (D)	: 25 mm
Diameter sengkang (D)	: 13 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu sengkang ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 Mpa

Dari hasil permodelan program SAP 2000 didapatkan momen envelope dari kombinasi:

1,4D

1,2D + 1,6L

0,9D + RSPX + RSPY

1,2D + 1L + RSPX + RSPY

pada kolom 100 × 85 cm adalah sebagai berikut :

Aksial = 12108,52 kN

Momen = 423,43 kNm

Syarat dimensi kolom menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai bagian SPBL
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari:



$$\frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{1050 \times 850 \times 40}{10} = 3570000 \text{ N}$$

$$12108520 \text{ N} > 3570000 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

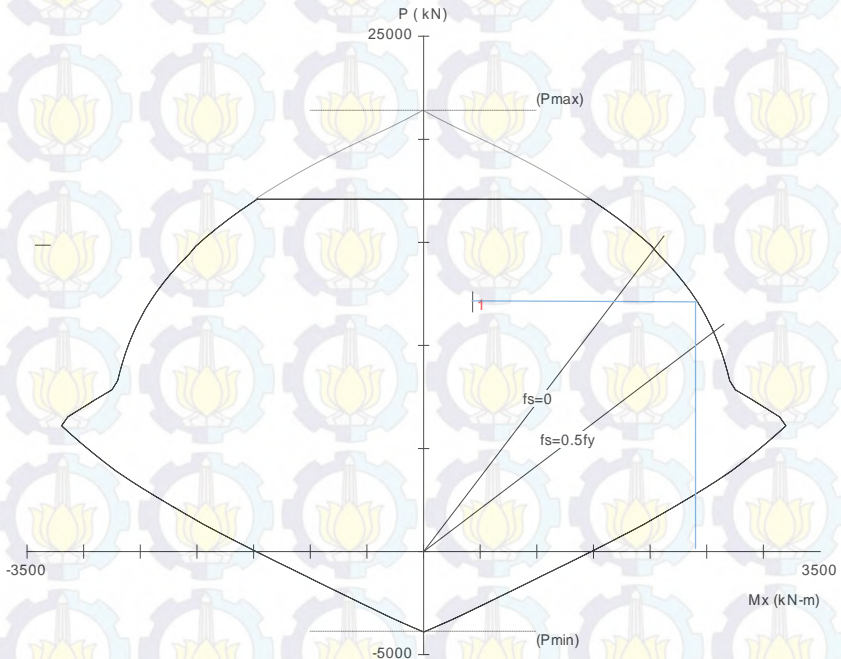
- Ukuran penampang terkecil lebih besar dari 300 mm

$$850 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

- Ratio  $\frac{b}{h} = \frac{850}{1050} = 0,81 > 0,4 \quad (\text{ok})$

### 7.2.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Untuk merencanakan tulangan longitudinal kolom akan digunakan program bantu spColumn 4.50 dimana nantinya akan dimasukkan gaya dalam berfaktor dan akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Hasil perencanaan dari spColumn 4.50 dapat dilihat pada gambar 7.3



**Gambar 7.4** Diagram interaksi aksial vs. momen kolom

Dari hasil analisa program spColumn 4.50 didapatkan untuk kolom lantai dasar menggunakan tulangan longitudinal 20 D25.

### 7.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.3.1 menyatakan rasio luas tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0.01 (1%) luas penampang kolom dan tidak boleh lebih dari 0.06 (6%) luas penampang kolom. Dari diagram interaksi yang didapat dari program spColumn 4.50 diperoleh rasio luas tulangan longitudinal 20 D 25 adalah 1,20 %

$$1\% < 1,20\% < 6\% \quad (\text{ok})$$

### 7.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 menyatakan kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur

$$\begin{aligned} \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})) \\ \phi &: 0,65 \\ A_g &: 1000 \times 850 = 850000 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &: 1,20\% \times 850000 = 10200 \text{ mm}^2 \\ &= 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (850000 - 10200) + 400 \times 10200) \\ &= 16969264 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi P_n \max > P_u$$

$$16969,26 \text{ kN} > 12108,52 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

### 7.2.5 Persyaratan “Strong Coloumn Weak Beams”

Pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Dimana  $\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok.  $M_{nc}$  dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong coloumn weak beams*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong coloumn weak beams*.

$\Sigma M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,  $\Sigma M_{nc} = 2400 \text{ kNm}$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_g^+$  dan  $M_g^-$  balok yang menyatu dengan kolom  $1000 \times 850$ , yang dapat dihitung dengan rumus  $M_g = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 0,8$ , dimana nilai

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Balok yang menyatu dengan kolom  $1000 \times 850$  dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6 D22 + 2 D25 ( $A_s = 3260,89 \text{ mm}^2$ ) dan tulangan 4D22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ ) untuk tulangan tekannya.

$$a = \frac{3260,89 \times 400}{0,85 \times 40 \times 850} = 95,9 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 3260,89 \times 400 \times \left(537 - \frac{95,9}{2}\right) \times 0,8 = 510,31 \text{ kNm}$$

$$a = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 40 \times 850} = 44,69 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 1519,76 \times 400 \times \left(537 - \frac{44,69}{2}\right) \times 0,8 = 250,28 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_g^+ + M_g^- \\ &= 510,31 + 250,28 = 760,59 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 \times 760,59 = 912,71 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$2400 \text{ kNm} \geq 912,71 \text{ kNm}$$

### 7.2.6 Perencanaan Tulangan Pengekangan Kolom

Luas total penampang sengkang tertutup persegi sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left( \frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( \frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right)$$



S adalah spasi tulangan transversal pada arah longitudinal dan s harus sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3, nilai s diambil nilai terkecil dari :

$$\frac{1}{4} \times b \text{ kolom} = \frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$$

$$6 \times D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $s = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} h_c &= 850 - (d' \times 2) - ((d_{\text{sengkan}}/2) \times 2) \\ &= 850 - (40 \times 2) - ((13/2) \times 2) = 757 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (1000 - (d' \times 2)) \times (850 - (d' \times 2)) \\ &= (1000 - (40 \times 2)) \times (850 - (40 \times 2)) = 708400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \times \left( \frac{100 \times 757 \times 40}{400} \right) \times \left( \frac{850000}{708400} - 1 \right) \\ &= 452,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \left( \frac{100 \times 757 \times 40}{400} \right) \\ &= 678,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan  $A_{sh} = 678,6 \text{ mm}^2$  sehingga jumlah kebutuhan tulangan geser kolom :

$$n = \frac{A_{sh}}{0,25 \times \pi \times d^2} = \frac{678,6}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 5,13 \approx 5$$

jadi tulangan geser 5D13 ( $A_s = 663,32 \text{ mm}^2$ ) pada kolom dirasa mencukupi dalam sistem ganda.

Pengekangan dipasang sepanjang  $l_o$  dari dari hubungan pelat kolom sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1 yaitu :

$$l_o > \text{penampang leleh kolom} = 1000 \text{ mm}$$

$$l_o > 1/6 \times l_n = 1/6 \times 4000 = 666,67 \text{ mm}$$

$$l_o > 450 \text{ mm}$$

diambil daerah sendi plastis  $l_o$  sebesar 1000 mm

### 7.2.7 Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana  $V_e$  untuk kolom harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka hubungan pelat kolom, yaitu momen maksimum  $M_{pr}$ . Hasil ini tidak boleh kurang dari  $V_u$  hasil dari analisa struktur. Secara konservatif  $M_{pr}$  ditentukan

sebesar momen balance dari diagram interaksi pada program spColumn.  $M_{pr} = 2400 \text{ kNm}$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 2400}{4} = 1200 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom ( $V_u$ ) ditentukan dari  $M_{pr+}$  dan  $M_{pr-}$  balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 + 2 D25 ( $A_s = 3260,89 \text{ mm}^2$ ) pada tulangan tarik dan 4 D 22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ ) pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan  $M_{pr}$  akibat balok 600/400 mm adalah sebagai berikut :

$$a = \frac{A_s \times 1,25 f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$M_{pr} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Sehingga didapatkan hasil :

$$a_1 = \frac{3260,89 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 119,88 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = 3260,89 \times 1,25 \times 400 \times \left( 537 - \frac{119,88}{2} \right) = 777,81 \text{ kNm}$$

$$a_2 = \frac{1519,76 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 55,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = 1519,76 \times 1,25 \times 400 \times \left( 537 - \frac{55,87}{2} \right) = 386,82 \text{ kNm}$$

$$M_{pr1} + M_{pr2} = 777,81 + 386,82 = 1164,65$$

$$M_{pr1} + M_{pr2} > M_u \text{ kolom}$$

$$1164,64 \text{ kNm} > 423,43 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

Besarnya  $V_u$  dihitung dengan rumus :

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{777,81 + 386,82}{4} = 291,16 \text{ kN}$$

Ternyata  $V_e = 1200 \text{ kN} > V_u = 291,16 \text{ kN}$ , maka perencanaan geser memenuhi syarat dipakai  $V_u = 1200 \text{ kN}$ . Besarnya  $V_u$  tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat tulangan geser ( $V_s$ ).

Kekuatan geser beton ( $V_c$ ) untuk komponen struktur yang terkena beban aksial berlaku :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times bw \times d \\ &= \left(1 + \frac{12108520,6}{14 \times 850000}\right) \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 850 \times 934,5 \\ &= 1689,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1689,25 = 1266,94 \text{ kN}$$

Cek persyaratan kebutuhan tulangan geser

$$\phi V_c > V_u$$

$$1266,94 \text{ kN} > 1200 \text{ kN}$$

Sehingga secara teoritis tidak diperlukan pemasangan tulangan geser, namun daerah di luar  $l_o$  tetap harus dipasang tulangan geser. Direncanakan menggunakan tulangan D13 dengan nilai  $A_s = 132,66 \text{ mm}^2$  dengan spasi 120 mm.

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{132,66 \times 400 \times 934,5}{150} = 330,60 \text{ kN}$$

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$0,75 \times (1689,25 + 330,60) > 1200$$

$$1514,89 \text{ kN} > 1200 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

### 7.2.8 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3. Panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir, yang dihitung dengan rumus :

$$l_d = \left[ \left( \frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \right] \times d_b$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \text{ruas pengekanng diambil nilai 2,5}$$

$$\psi_t = 1.3 \text{ (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)}$$



$$\begin{aligned}
 \psi_e &= 1.0 \text{ (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis )} \\
 \psi_e &= 1.0 \text{ (faktor ukuran batang tulangan ; D25)} \\
 \lambda &= 1.0 \text{ ( faktor beton agregat ringan ; beton normal)} \\
 l_d &= \left[ \left( \frac{400}{1.1 \times 1 \times \sqrt{40}} \right) \times \left( \frac{1.3 \times 1 \times 1}{2.5} \right) \right] \times 22 \\
 &= 657,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi panjang lewatan yang dipakai adalah 660 mm

### 7.2.9 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi Kolom

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1 yaitu untuk komponen non pratekan yang diberi gaya tarik atau tekan aksial, pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut :

$$T_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'c}}{12} \times \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

$A_{cp}$  = Luas penampang keseluruhan

$P_{cp}$  = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$T_u = 1665 \text{ Kgm} = 16659300 \text{ Nmm}$$

$$Nu = 1210852,06 \text{ kg} = 12108520,6 \text{ N}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$A_{cp} = b \times h = 1000 \times 850 = 850000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (1000 + 850) = 3700 \text{ mm}$$

$$16659300 \leq 0,75 \times \frac{\sqrt{40}}{12} \times \left( \frac{850000^2}{3700} \right) \times \sqrt{1 + \frac{12108520,6}{0,33 \times 850000 \times \sqrt{40}}}$$

$$16659300 \text{ Nmm} \leq 215923277,5 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

### 7.3 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu geser

maksimum  $V_u$  dan momen maksimum  $M_u$  terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $N_u$  (kombinasi aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini terdapat 2 model sectional dinding geser, yaitu tipe H dan tipe I, dengan tebal masing-masing bagian 30 cm arah vertikal dan 35 cm arah horizontal. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser tipe I (panel 1 & 2). Selanjutnya, perhitungan penulangan shearwall yang lain akan mengikuti penulangan shearwall tipe I.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 40 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Tebal dinding geser	= 30 cm & 35 cm
Tinggi dinding geser	= 67,9 m
Tebal selimut beton	= 40 mm



**Gambar 7.5** Denah lokasi shearwall yang direncanakan

### 7.3.1 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser

Dinding geser harus mempunyai tulangan horizontal dan vertikal. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser pada lantai dasar yaitu dinding geser panel 1 dan panel 2.

Dari hasil program SAP 2000 didapatkan gaya dalam untuk kombinasi beban envelope seperti pada tabel 7.1 :

**Tabel 7.1** Gaya Dalam Dinding Geser

Dinding geser	Tebal (m)	Bentang (m)	Gaya Dalam		
			Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)
Panel 1	0,35	5,4	4125,14	622,59	70,94
Panel 2	0,3	5,95	3909,94	538,91	94,55

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 tentang kebutuhan tulangan baja dinding geser menyebutkan bahwa sedikitnya tulangan harus dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi:  $\frac{1}{6} \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ , dimana  $A_{cv}$  adalah luas netto penampang dinding geser.

- Panel 1

$$A_{cv} = 350 \times 5400 = 1890000 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 622,59 \text{ kN} < \frac{1}{6} \times 1890000 \times \sqrt{40}$$

$$622,59 \text{ kN} < 1992,23 \text{ kN}$$

- Panel 2

$$A_{cv} = 300 \times 5950 = 1785000 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 528,91 \text{ kN} < \frac{1}{6} \times 1785000 \times \sqrt{40}$$

$$528,91 \text{ kN} < 1881,55 \text{ kN}$$

Karena nilai  $V_u$  kedua panel tidak melebihi gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding geser, maka tidak diperlukan dua lapis tulangan. Namun pada pasal 14.3.4 SNI 03-2847-2013 disebutkan bahwa pada dinding dengan ketebalan lebih dari 250 mm harus dipasang dua lapis tulangan di masing-masing arah yang sejajar dengan muka dinding. Dikarenakan



dinding geser direncanakan dengan tebal 300 & 350 mm maka tetap digunakan dua lapis tulangan pada dinding geser.

### 7.3.2 Batas Kuat Geser Shear Wall

Batas kuat geser shear wall sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.4 adalah kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi :

$$\phi \frac{2}{3} \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \quad \phi \text{ diambil sebesar } 0,55$$

- Panel 1

$$\begin{aligned} A_{cv} &= 0,35 \times 5,4 = 1,89 \text{ m}^2 \\ &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 1,89 \times \sqrt{40} \\ &= 4382,91 \text{ kN} > 622,59 \text{ kN} \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

- Panel 2

$$\begin{aligned} A_{cv} &= 0,30 \times 5,95 = 1,785 \text{ m}^2 \\ &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 1,785 \times \sqrt{40} \\ &= 4139,42 \text{ kN} > 528,91 \text{ kN} \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

### 7.3.3 Penulangan Dinding Geser

#### Tulangan arah horizontal

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1 kuat geser nominal  $V_n$  untuk dinding geser tidak boleh melebihi dari :

$$V_n = A_{cv} \times \left[ \left( \alpha_c \times \sqrt{f'_c} \right) + \left( \rho_t \times f_y \right) \right] \text{ dimana } \rho_t \text{ adalah rasio tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus } A_{cv}, \text{ yang berdasarkan pasal 21.9.2.1 besarnya nilai rasio tulangan di arah vertikal dan horizontal tidak boleh kurang dari } 0,0025 \text{ serta spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi } 450 \text{ mm. Nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6 \text{ bila } \frac{h_w}{l_w} > 2$$

Penulangan direncanakan menggunakan tulangan D19 ( $A_s = 283,38 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak spasi sebesar 200 mm.

- Panel 1

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{67,9}{5,4} = 12,57 > 2, \text{ maka didapat nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{t \times s} = \frac{283,38}{350 \times 200} = 0,00404$$

$$\phi V_n = 0,55 \times 1890000 \times \left[ \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \right) + (0,00404 \times 400) \right] \\ = 2779036,1 \text{ N}$$

$$V_n > V_u$$

$$2779,03 \text{ kN} > 622,59 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

- Panel 2

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{67,9}{5,95} = 12,57 > 2, \text{ maka didapat nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{t \times s} = \frac{283,38}{300 \times 200} = 0,00472$$

$$\phi V_n = 0,55 \times 1785000 \times \left[ \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \right) + (0,00472 \times 400) \right] \\ = 2889610,2 \text{ N}$$

$$V_n > V_u$$

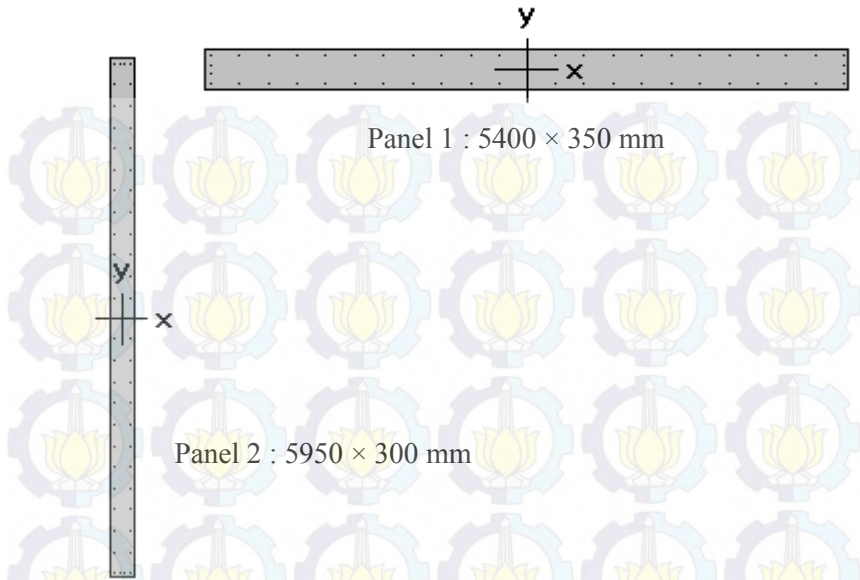
$$2889,61 \text{ kN} > 528,91 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

Jadi tulangan D19 arah horizontal pada dinding dapat digunakan.

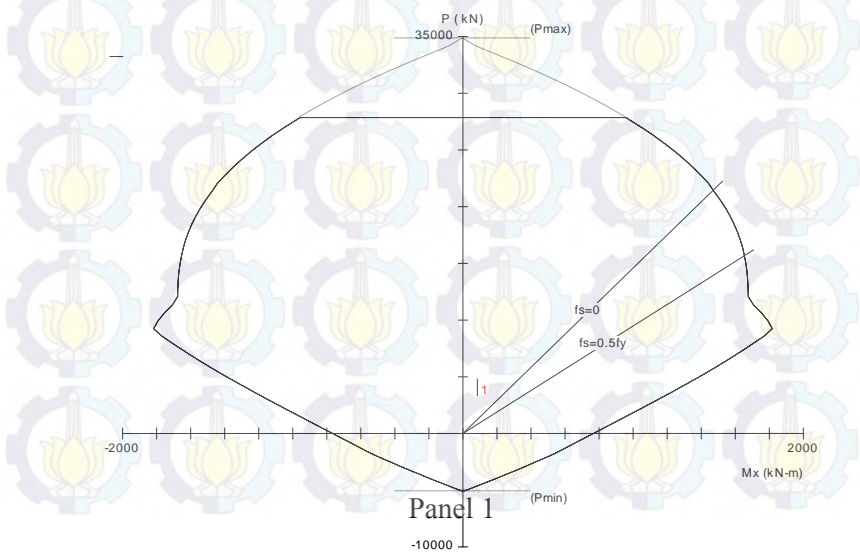
### **Tulangan arah vertikal**

SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.3 menyebutkan dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi yang memberikan tahanan dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika  $\frac{h_w}{l_w} < 2$  rasio tulangan  $\rho_l$  tidak boleh kurang dari rasio tulangan  $\rho_t$ . Karena nilai  $\frac{h_w}{l_w}$  lebih besar dari 2, maka rasio tulangan  $\rho_l$  dapat memakai rasio tulangan minimum = 0,0025. Jadi tulangan D19 arah vertikal pada dinding dapat digunakan.

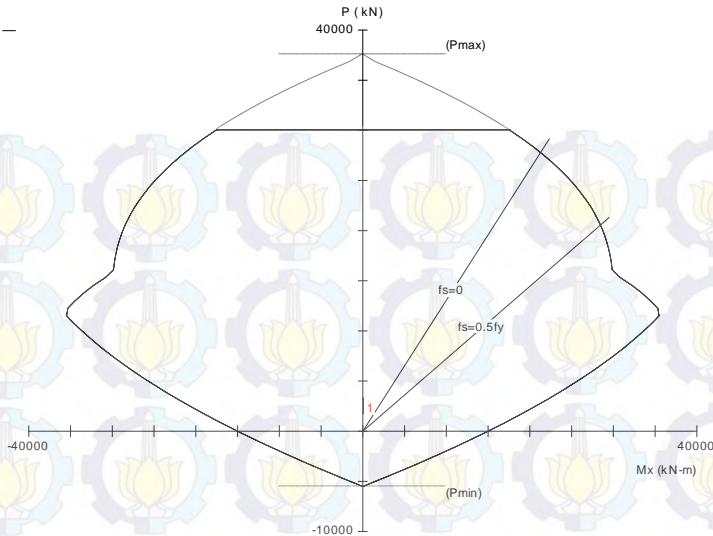
Hasil penulangan vertikal kemudian dimasukkan ke program spColumn untuk dicek kapasitas dari shearwall tersebut, hasil permodelan pada spColumn dapat dilihat pada gambar



**Gambar 7.6** Pemodelan dinding geser panel 1 & 2







Panel 2

**Gambar 7.7** Diagram interaksi dinding geser panel 1 & 2

### 7.3.4 Kontrol Komponen Batas Khusus

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'_c$ .

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times y}{I} > 0,2 \times f'_c$$

- panel 1

$$y = 2,7 \text{ m}$$

$$I = 19,29 \text{ m}^4$$

$$\frac{4125,14}{1,89} + \frac{70,94 \times 2,7}{19,29} > 0,2 \times 40$$

$$2,92 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$$

- panel 2

$$y = 2,975 \text{ m}$$

$$I = 13,38 \text{ m}^4$$

$$\frac{3909,94}{1,785} + \frac{94,55 \times 2,975}{13,38} > 0,2 \times 40$$

$$2,21 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$$

Maka berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus tidak terpenuhi.

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan jika jarak  $c$  (sumbu netral) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari nilai

$$\frac{l_w}{600 \times \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007 \text{ dan } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{A_s \times f_y \times \beta_1}{0,85 \times f'c \times b}$$

Dimana :

$\delta_u$  : perpindahan maksimum dinding geser pada puncak gedung dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau

$$: 0,7 \times R \times \delta_s$$

$h_w$  : tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas 67,9 m

$l_w$  : panjang dinding geser

$$\beta_1 : 0,85$$

- panel 1

$$l_w = 5400 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 0,7 \times 7 \times 80,1 = 392,49 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{392,49}{67900} = 0,0057 < 0,007 \text{ maka diambil nilai minimum}$$

$$A_s = 141935,5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{141935,5 \times 400 \times 0,85}{0,85 \times 40 \times 350} > \frac{5400}{600 \times 0,007}$$

$$561,28 \text{ mm} < 1285,71 \text{ mm}$$

- panel 2

$$l_w = 5950 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 0,7 \times 7 \times 93,9 = 460,11 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{460,11}{67900} = 0,0067 < 0,007 \text{ maka diambil nilai minimum}$$

$$A_s = 15329 \text{ mm}^2$$

$$\frac{15329 \times 400 \times 0,85}{0,85 \times 40 \times 300} > \frac{5950}{600 \times 0,007}$$

$$654 \text{ mm} < 1416,67 \text{ mm}$$

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus tidak terpenuhi. Namun komponen batas harus tetap diperlukan karena sebagai pengaku dinding geser. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari  $c - 1l_w$  dan  $\frac{c}{2}$  sehingga untuk :

- panel 1

$$1285,71 - (1 \times 5400) = 745,71 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\approx 750 \text{ mm}$$

$$\frac{1285,71}{2} = 642,85 \text{ mm}$$

- panel 2

$$1416,67 - (1 \times 5950) = 821,67 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\approx 850 \text{ mm}$$

$$\frac{1285,71}{2} = 708,33 \text{ mm}$$

### 7.3.5 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus

Data penulangan transversal pada dinding geser baik untuk panel 1 dan panel 2 sebagai berikut :

Diameter tulangan,  $D$  : 13 mm

Luas tulangan,  $A_s$  :  $\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,66 \text{ mm}^2$

Jarak spasi tulangan,  $s$  : 100 mm

Mutu tulangan,  $f_y$  : 400 MPa

Tebal decking : 40 mm

Menurut SNI-03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$h_c$  : dimensi penampang inti dari sumbu ke sumbu



- panel 1

$$h_c = 350 - (2 \times 40) - (2 \times \frac{13}{2}) = 257 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(100 \times 257 \times \frac{40}{400}\right) = 231,3 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang boundary element 2D13 – 100 mm  
dengan  $A_s = 265,33 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 231,3 \text{ mm}^2$

- panel 2

$$h_c = 3000 - (2 \times 40) - (2 \times \frac{13}{2}) = 207 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(100 \times 207 \times \frac{40}{400}\right) = 186,3 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang boundary element 2D13 – 100 mm  
dengan  $A_s = 265,33 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 186,3 \text{ mm}^2$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2 kapasitas kekuatan aksial desain dinding geser tidak boleh kurang dari kekuatan aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k \times l_c}{32h}\right)^2\right]$$

$$\phi : 0,7$$

k : faktor panjang efektif untuk dinding yang ditahan pada bagian atas atau dasar terhadap translasi lateral diambil nilai 0,8

$l_c$  : jarak vertikal antara dua tumpuan  
maka diperoleh :

- panel 1

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,7 \times 40 \times 1890000 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4000}{32 \times 350}\right)^2\right] \\ &= 26730000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

$$26730 \text{ kN} > 4075,41 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

- panel 2

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times 0,7 \times 40 \times 1785000 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4000}{32 \times 300}\right)^2\right]$$

$$= 24434666,7 \text{ N}$$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

$$24434,67 \text{ kN} > 2535,82 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

Maka desain penulangan dinding geser ini memenuhi persyaratan dinding struktural beton khusus sebagai bagian dalam sistem pemikul beban gempa.

#### 7.4 Hubungan Balok Kolom

Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.3.1 yang menentukan tulangan transversal berbentuk sengkang sesuai 21.6.4.4 harus dipasang dalam HBK, kecuali bila HBK tersebut dikekang oleh komponen struktur sesuai 21.7.3.2.

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 23.7.3.2 bahwa pada HBK, dimana balok-balok dengan lebar setidaknya-tidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, spasi yang disyaratkan dalam 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

##### 7.4.1 Dimensi Luas Efektif Join

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1 menyebutkan bahwa luas penampang efektif join,  $A_j$  dihitung dari tinggi join kali lebar join efektif. Tinggi join harus merupakan tinggi keseluruhan kolom,  $h$ . Lebar join efektif harus merupakan lebar keseluruhan kolom,  $b$ .

$h$  : dimensi panjang kolom sebesar 1000 mm

$b$  : dimensi lebar kolom sebesar 850 mm

$$A_j = h \times b$$

$$= 1000 \times 850 = 850000 \text{ mm}^2$$

##### 7.4.2 Penulangan Transversal pada HBK

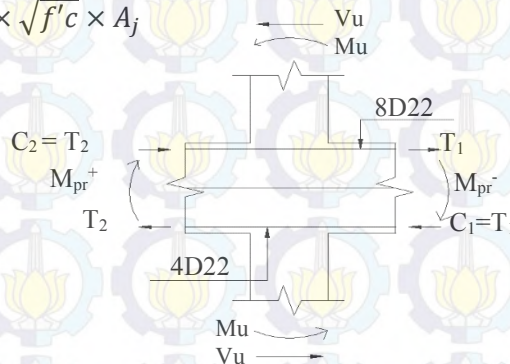
Dalam perencanaan HBK ini balok yang ditinjau adalah selebar 350 mm dan  $400 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 850 = 637,5 \text{ mm}$  sehingga pasal 21.6.4.4 harus dipenuhi. Karena kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi HBK tersebut, maka berdasarkan hasil perhitungan perencanaan

kolom pada sub bab 7.2.6. tulangan transversal 5D13 dengan  $A_s = 663,32 \text{ mm}^2$  dapat digunakan pada HBK ini.

### 7.4.3 Kuat Geser HBK

SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4 untuk kekuatan geser menyebutkan  $V_n$  untuk beton dengan berat normal dengan join yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j$$



**Gambar 7.8** Sketsa HBK

$$M_{pr}^+ = 460,86 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 404,99 \text{ kNm}$$

$$Mu = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} = \frac{460,86 + 404,99}{2} = 432,925 \text{ kNm}$$

Geser pada kolom atas,  $V_{atas}$  merupakan gaya geser kolom yang dihitung dari  $Mu$  kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dengan bentang 3,1 m :

$$V_{atas} = \frac{432,925 + 432,925}{3,1} = 279,31 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada balok adalah :

$$T_1 = 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 3039,52 \times 400 = 1519,76 \text{ Kn}$$

$$C_1 = T_1$$

$$T_2 = 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 1519,76 \times 400 = 759,88 \text{ Kn}$$

$$C_2 = T_2$$

Sehingga diperoleh



$V_u = V_{\text{atas}} - T_2 - C_1 = 279,31 - 1519,76 - 759,88 = 2000,33 \text{ kN}$   
arah sesuai  $T_2$  yaitu ke kanan.

Kontrol kuat geser HBK

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{40} \times 850000 \\ = 9138,98 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 9138,98 \text{ kN} \\ = 6854,23 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$6854,23 \text{ kN} > 2000,33 \text{ kN}$$

Jadi perencanaan hubungan balok kolom cukup kuat.

## **BAB VIII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN**

#### **8.1 Umum**

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Beton pratekan memiliki keunggulan berupa pemanfaatan penampang optimal dengan kemampuan memikul beban yang sama, penampang beton pratekan memiliki dimensi lebih kecil daripada penampang beton bertulang biasa, sehingga akan sangat mempengaruhi berat struktur tersebut. Pengurangan berat struktur berpengaruh pada kekuatan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang terjadi.

Perencanaan beton pratekan pada Gedung Apartemen Depapilio Tamansari Surabaya ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*). Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan. Perencanaan beton pratekan dilakukan pada atap lantai 20 dengan jumlah balok pratekan yang didesain adalah 7 buah dan panjang bentang bersihnya adalah 13,55 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisability*), dan penggambaran output.

#### **8.2 Data Perencanaan Beton Pratekan**

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton pratekan pada atap lantai 20, beton pratekan diklasifikasikan sebagai kelas U :

Panjang bentang = 13,55 meter

Dimensi balok pratekan = 70/50 cm

$f_c = 40 \text{ MPa}$

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai  $f_{ci}$  dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

$$f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pelat atap } (t_f) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar balok pratekan } (s) = 3 \text{ m}$$

$$\text{Jarak serat terluar tarik dengan titik berat tendon } (d') = 10 \text{ cm}$$

### 8.3 Penentuan Tegangan Ijin Beton Kelas U

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 :

- Tegangan tekan :  $\sigma_{tk} = 0,60 f_{ci}$

$$\sigma_{tk} = 0,60 \times f_{ci} = 0,60 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :  $\sigma_{tr} = 0,25 \sqrt{f_{ci}}$

$$\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{35,2} = 1,48 \text{ MPa}$$

b. Segera setelah setelah terjadi kehilangan gaya pratekan (saat beban bekerja), tegangan serat-serat terluar sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2 :

- Tegangan tekan :  $\sigma_{tk} = 0,45 f_c$

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :  $\sigma_{tr} = 0,62 \sqrt{f_c}$

$$\sigma_{tr} = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \times \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

### 8.4 Dimensi Penampang Balok Pratekan Sebelum Komposit

$$y_{top} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 70 = 35 \text{ cm}$$

$$y_{bot} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 70 = 35 \text{ cm}$$



$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429166,67 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{top}} = \frac{I_{\text{balok}}}{y_{\text{top}}} = \frac{1429166,67}{35} = 40833,33 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{bot}} = \frac{I_{\text{balok}}}{y_{\text{bot}}} = \frac{1429166,67}{35} = 40833,33 \text{ cm}^3$$

$$A_{\text{balok}} = b \times h = 50 \times 70 = 3500 \text{ cm}^2$$

### Setelah Komposit

Menentukan lebar efektif sayap balok :

Dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 03-2847-2013 pasal 8.12, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

-delapan kali tebal pelat

-setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{13,55}{4} = 3,3875 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + 2(8t) = 0,5 + 2 \times (8 \times 0,1) = 2,1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{2}s = 0,5 + \frac{1}{2}(3) = 2 \text{ m}$$

Sehingga nilai  $b_{\text{eff}}$  yang terkecil ialah 2 meter. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 3,3875 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah selebar 3 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sebenarnya.

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok

pratekan berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan sebagai berikut,

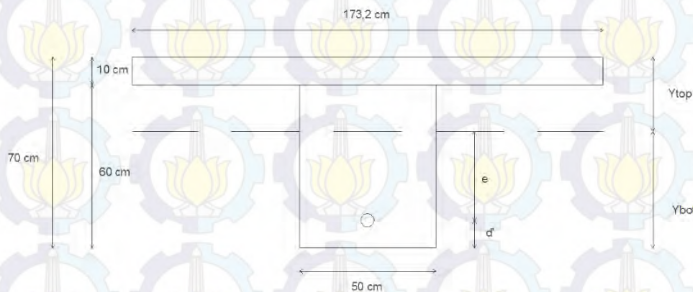
$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,960 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

Dalam perhitungan tegangan, maka kita perlu menganalisa lebar efektif balok yang baru karena nilai mutu pelat dan beton pratekan berbeda. Perumusan yang digunakan untuk perhitungan lebar efektif ialah dengan membandingkan modulus elastisitas pelat dan balok, lalu dikalikan dengan lebar efektif yang ada, sebesar 2 meter.

$$b_{eff} = \frac{E_{pelat}}{E_{balok}} \times s = \frac{25742,960}{29725,41} \times 2 = 1,732 \text{ m} = 1732 \text{ mm}$$

Dimensi penampang balok komposit



**Gambar 8.1** Penampang komposit balok pratekan

Dari hasil perhitungan manual, diperoleh nilai-nilai untuk :

$$A_{pelat} = 173,2 \times 10 = 1732 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 60 \times 50 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 1732 + 3000 = 4732 \text{ cm}^2$$

$$Y_{\text{top}} = \frac{(3000 \times 40) + (1732 \times 5)}{3000 + 1732} = 27,19 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{bot}} = 70 - 27,9 = 42,81 \text{ cm}$$

$$I_{\text{komposit}} = \left( \frac{1}{12} \times 50 \times 60^3 \right) + (3000 \times 12,81^2) + \left( \frac{1}{12} \times 173,2 \times 10^3 \right) + (1732 \times 22,19^2) = 2245287,7 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{top}} = \frac{2245287,7}{27,19} = 82577,70 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{bot}} = \frac{2245287,7}{42,81} = 52447,73 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{top}} = \frac{52447,73}{4732} = 11,08 \text{ cm}$$

$$K_{\text{bot}} = \frac{82577,70}{4732} = 17,45 \text{ cm}$$

### 8.5 Beban Balok Pratekan

Dilakukan perhitungan beban merata yang terjadi pada balok pratekan yaitu :

Beban mati :

Berat pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 2400 \times 3 \times 0,10 \\ &= 720 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Berat sendiri balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 2400 \times 0,60 \times 0,50 \\ &= 720 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Berat tambahan (dari beban atap per meter)

$$q_d = 189 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_l = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_l &= q_l \times b_{\text{pelat}} \\ &= 100 \times 3 \\ &= 300 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Setelah didapat beban merata kemudian dihitung momen yang terjadi pada tengah bentang balok pratekan dengan panjang bentang ( $l$ ) adalah 13,55 meter, perhitungan momen menggunakan rumusan pendekatan balok pada perletakan sendi-rol. Perhitungan momen seperti pada tabel 8.1

**Tabel 8.1** Perhitungan Momen

Jenis beban	Beban terbagi rata (kg/m)	Momen tengah bentang (kgm) $1/8 \times q \times l^2$
pelat	720	16524,225
balok pratekan	720	16524,225
beban mati tambahan	189	4337,609063
hidup	300	6885,09375

### 8.6 Analisa Gaya Pratekan

Preliminary gaya pratekan dilakukan dengan merencanakan tendon tunggal sepanjang balok dan merencanakan eksentrisitas untuk kemudian menghasilkan nilai gaya pratekan ( $F$ ).

Analisa dilakukan pada dua kondisi, yaitu kondisi sesaat setelah penyaluran gaya pratekan dan kondisi beban layan. Kedua kondisi tersebut dilakukan dengan asumsi bahwa struktur balok adalah simple beam. Kemudian nilai  $F$  didapatkan dari kondisi batas berupa tegangan ijin beton yang telah dihitung sebelumnya.

Nilai  $e$  rencana sebesar :

$$Y_{\text{botom}} - d' = 42,81 - 10 = 32,81 \text{ cm}$$

#### 1. Gaya pratekan sesaat setelah penyaluran (sebelum komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok sehingga momen yang digunakan adalah momen balok,

$M_{\text{balok}}$ .

##### a. Serat atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}$$

$$-1,48 \leq \frac{F_o}{350000} - \frac{F_o \times 328,1}{4083333,3} + \frac{165242250}{4083333,3}$$

$$F_o = 1067986,14 \text{ N}$$

b. Serat bawah

$$\sigma_b \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{balok}}{W_b}$$

$$21,12 \geq \frac{F_o}{350000} + \frac{F_o \times 328,1}{4083333,3} - \frac{165242250}{4083333,3}$$

$$F_o = 2310519,93 \text{ N}$$

Kontrol gaya  $F_o$  pada kondisi sesaat setelah penyaluran

$$F_o = 1067986,14 \text{ N}$$

$$\sigma_t : -1,48 \leq -1,48 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : 21,12 \geq 7,58 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$F_o = 2310519,93 \text{ N}$$

$$\sigma_t : -1,48 \leq -7,91 \text{ MPa} \quad (\text{tidak ok})$$

$$\sigma_b : 21,12 \geq 21,12 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

## 2. Gaya pratekan saat beban layan (setelah komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok, pelat, beban mati tambahan serta beban hidup. Sehingga momen yang digunakan adalah momen total dari semua beban,  $M_{total}$

a. Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{total}}{W_t}$$

$$18 \geq \frac{F}{473200} - \frac{F \times 328,1}{82577700} + \frac{442711528,1}{82577700}$$

$$F = -6795157,11 \text{ N}$$

b. Serat bawah

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{balok}}{W_t}$$

$$-3,92 \leq \frac{F}{473200} + \frac{F \times 328,1}{82577700} - \frac{442711528,1}{82577700}$$

$$F = 540062,01 \text{ N}$$

Kontrol gaya F pada kondisi saat beban layan

$$F = -6795157,11 \text{ N}$$

$$\sigma_t : 18 \geq 17,47 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : -3,92 \leq -64,48 \text{ MPa} \quad (\text{tidak ok})$$

$$F = 540062,01 \text{ N}$$

$$\sigma_t : 18 \geq 3,83 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : -3,92 \leq -3,09 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

Sehingga dari dua kondisi di atas diperoleh gaya pratekan sebesar 1067986,14 N.

### 8.7 Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan

Dari gaya pratekan yang telah ditentukan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah kabel strand dan tendon dapat dilakukan. Penggunaan kabel strand untuk sistem pratekan diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 18.5 tentang tegangan ijin untuk baja pratekan dimana tegangan tarik pada saat penarikan (*jacking*) tidak boleh melebihi  $0,94 f_{py}$  atau  $0,80 f_{pu}$  serta untuk baja pratekan pasca tarik pada saat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi  $0,70 f_{pu}$ .

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja pratekan diperoleh dari tabel VSL (tabel terlampir) dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe strand : ASTM A 416-06 Grade 270

Diameter : 12,7 mm

Luas penampang : 98,7 mm<sup>2</sup>

Kuat tarik  $f_{pu}$  : 1860 MPa

Kuat leleh  $f_{py}$  : 1675 MPa

Tegangan ijin baja pratekan :

$$0,94 f_{py} = 0,94 \times 1675 = 1574,5 \text{ MPa}$$



$$0,80 f_{pu} = 0,80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

$$0,70 f_{pu} = 0,70 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

Diambil nilai tegangan ijin terkecil yaitu 1302 MPa.

Dengan nilai tegangan ijin baja pratekan serta gaya pratekan yang didapat, selanjutnya dapat ditentukan jumlah kabel strand yang dibutuhkan.

$$\text{Luas total strand yang dibutuhkan, } A_{ps} = \frac{1067986,14}{1302} = 820,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{sehingga jumlah strand yang dibutuhkan, } n = \frac{820,26}{98,7} \approx 9 \text{ buah.}$$

Dari data kabel strand yang diperoleh maka direncanakan balok pratekan menggunakan 1 buah tendon. Adapun spesifikasi tendon sesuai dengan tabel VSL adalah sebagai berikut :

Tipe tendon : Tendon unit 5-12

Jumlah strand : 9 buah (strand tipe ASTM)

Luas area baja,  $A_{ps}$  : 888 mm<sup>2</sup>

Minimum breaking load : 1653 kN

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F}{A_p} < 0,7 f_{pu} \longrightarrow \frac{1067986,14}{888} < 0,7 \times 1860$$

$$1202,68 \text{ MPa} < 1302 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

## 8.8 Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan gaya pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Dimana kehilangan gaya pratekan yang terjadi sesuai dengan tahapan-tahapan kondisi beban kerja. Kehilangan gaya pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

### 1. Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- Kehilangan akibat perpendekan elastis beton (*Elastic Shortening Concrete, ES*).

Akibat gaya *jacking* yang terjadi pada tendon pratekan maka beton akan mengalami perpendskan elastis (karena tekanan gaya tekan), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendskan yang menyebabkan berkurangnya gaya pratekan awal. Namun pada metode pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan. Sehingga kehilangan gaya pratekan akibat perpendskan elastis tidak perlu diperhitungkan.

$$ES = 0$$

b. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect).

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Pada saat tendon ditarik dengan gaya  $F_0$  diujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak panjang bentang. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$\Delta f_{pF} = F_i - F_{pF}$$

Dimana :

$F_{pF}$  = gaya pratekan setelah terjadi kehilangan akibat gesekan

$\Delta f_{pF}$  = besarnya gaya kehilangan pratekan akibat gesekan

$L$  = panjang balok pratekan 13,55 meter

$\alpha$  = sudut kelengkungan tendon

$$= \frac{8e}{L} = \frac{8 \times 0,3281}{13,55} = 0,193 \text{ rad}$$

$\mu$  = koefisien kelengkungan 0,15 (*strand 7 kawat*)

$K$  = koefisien woble 0,0016/m (*strand 7 kawat*)

Sehingga nilai  $F_{pF}$  adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_{pF} &= 1067986,14 \times e^{-((0,15 \times 0,193) + (0,0016 \times 13,55))} \\ &= 1015151,58 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pF} = 1067986,14 - 1015151,58 = 52834,56 \text{ N} = 52,83 \text{ kN}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan pratekan akibat gesekan adalah sebesar 52,83 kN

c. Kehilangan akibat pengankuran.

Kehilangan akibat pengankuran atau slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke angkur. Pada metode pasca tarik setelah pemberian gaya pratekan dan alat jacking dilepas maka angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi sehingga dapat menyebabkan tendon tergelincir.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps}$$

$$\Delta f_{pA} = 2 f_{st} \times \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

Dimana :

$F_{pA}$  = kehilangan pratekan akibat slip angkur

$A_{ps}$  = luas penampang tendon (888 mm<sup>2</sup>)

$\Delta f_{pA}$  = besarnya gaya kehilangan pratekan akibat angkur

$L$  = panjang balok pratekan 13,55 meter

$f_{st}$  = besar tegangan ijin baja tendon, 1185,19 MPa

$\alpha$  = sudut kelengkungan tendon 0,193

$\mu$  = koefisien kelengkungan 0,15 (*strand 7 kawat*)

$K$  = koefisien woble 0,0000016/mm (*strand 7 kawat*)

$x$  = koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon

$$= \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakat} \times (\mu_L^\alpha + K)}} < \frac{L}{2}$$

Dengan :

$E_s$  : 200000 MPa

$g$  : diasumsikan 0,8 mm



$$= \sqrt{\frac{200000 \times 0,8}{1202,68 \times \left( \frac{0,15 \times 0,193}{13550} + 0,0000016 \right)}} < \frac{13550}{2}$$

$$= 5960,62 \text{ mm} < 6775 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

Sehingga nilai  $\Delta f_{pA}$  :

$$\Delta f_{pA} = 2 \times 1202,68 \times \left( \frac{0,15 \times 0,193}{13550} + 0,0000016 \right) \times 5960,62$$

$$= 53,68 \text{ MPa}$$

Jadi besarnya nilai kehilangan pratekan akibat slip angkur adalah :

$$F_{pA} = 53,68 \times 888 = 47672,86 \text{ N} = 47,67 \text{ kN}$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP 2000, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut, :

$$M_B = -5375,96 \text{ kgm}$$

$$M_A = 6739,25 \text{ kgm}$$

Sehingga besarnya kehilangan pratekan akibat kekangan kolom adalah sebesar :

$$\Delta P = \frac{6739,25 + 5375,96}{3,2} = 3786,003 \text{ kg} = 37,86 \text{ kN}$$



**Gambar 8.2** Diagram kehilangan akibat kekangan kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP 2000, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut, :

$$M_B = -5375,96 \text{ kgm}$$

$$M_A = 6739,25 \text{ kgm}$$

Sehingga besarnya kehilangan pratekan akibat kekangan kolom adalah sebesar :

$$\Delta P = \frac{6739,25 + 5375,96}{3,2} = 3786,003 \text{ kg} = 37,86 \text{ kN}$$

Jadi sisa gaya pratekan setelah terjadi kehilangan langsung adalah

$$1067,98 - 52,83 - 47,67 - 37,86 = 929,618 \text{ kN}$$

## 2. Kehilangan tidak langsung

Kehilangan tidak langsung adalah hilangnya gaya awal pratekan yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

### a. Kehilangan akibat rangkai beton (*Creep of Concrete, CR*).

Rangkai dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya pratekan. Bagian dari regangan tekan awal disebabkan pada beton segera setelah peralihan gaya pratekan dikurangi oleh regangan tarik yang dihasilkan dari beban mati permanen (*Lin & Burns, 1988*). Besarnya nilai rangkai beton dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$$

Nilai  $K_{cr}$  diambil sebesar 1,6 untuk beton pratekan pasca tarik. Nilai rasio modulus adalah perbandingan antara modulus elastisitas baja pratekan dengan modulus elastisitas beton.  $E_s$  adalah modulus elastisitas baja pratekan sebesar 200000 MPa dan  $E_c$  merupakan modulus elastisitas beton pratekan yang nilainya diambil sebesar  $4700 \times \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{40} = 29725,41$  MPa sehingga nilai ratio modulus sebesar :

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29725,41} = 6,72$$

Nilai  $f_{cir}$  merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah jacking, diasumsikan besarnya gaya jacking yang terjadi sudah dikurangi oleh kehilangan pratekan langsung dan relaksasi pada tahap pertama yaitu  $F_{cpi} = 929,618$  kN.

Didapat nilai  $f_{cir}$

$$\begin{aligned} &= \frac{F}{A} + \frac{F \times e^2}{I} - \frac{M_{(balok+pelat)} \times e}{I} \\ &= \frac{929618}{473200} + \frac{929618 \times 328,1^2}{22452877002} - \frac{330484500 \times 328,1}{22452877002} \\ &= 1,59 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Nilai  $f_{cds}$  akibat beban mati tambahan

$$= \frac{M_{tambahan} \times e}{I} = \frac{43376090,63 \times 328,1}{22452877002} \\ = 0,63 \text{ MPa}$$

Sehingga besarnya kehilangan pratekan akibat rangkai beton adalah sebesar

$$CR = 1,6 \times 6,72 \times (1,59 - 0,63) = 10,31 \text{ MPa}$$

$$F_{pCR} = CR \times A_{ps} \\ = 10,31 \times 888 = 9161,65 \text{ N} = 9,16 \text{ kN}$$

b. Kehilangan akibat susut beton.

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaman relatif dan waktu dari akhir *curing* sampai dengan bekerjanya gaya pratekan (*Lin & Burns, 1988*). Besarnya nilai susut beton dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$SH = \frac{8,2}{10^6} \times K_{sh} \times E_s \left( 1 - 0,006 \times \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

$$RH = 80 \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

$$K_{sh} = \text{koefisien jangka waktu setelah perawatan sampai penerapan pratekan (diambil masa 7 hari)} \\ = 0,77$$

$$\frac{V}{S} = \text{perbandingan volume terhadap luas permukaan balok}$$

$$= \frac{50 \times 70 \times 1355}{(2 \times 50 \times 70) + (2 \times 50 \times 1355) + (2 \times 70 \times 1355)} = 14,27 \text{ cm}$$

$$= 1,427 \text{ mm}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Sehingga besarnya kehilangan pratekan akibat susut beton adalah sebesar

$$SH = \frac{8,2}{10^6} \times 0,77 \times 200000 (1 - 0,006 \times 1,427) \times (100 - 80) \\ = 23,09 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 F_{pSH} &= SH \times A_{ps} \\
 &= 23,09 \times 880 = 20506,28 \text{ N} = 20,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja.

Besarnya pengaruh pengurangan gaya pratekan akibat relaksasi baja dipengaruhi pada lamanya waktu dan perbandingan antara tegangan yang terjadi sebelum kehilangan langsung dengan tegangan putus baja pratekan,  $f_{pi} / f_{pu}$ . Besarnya nilai relaksasi baja dapat dihitung dengan perumusan yang digunakan oleh komisi PCI sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J \times (SH + CR + ES)] \times C$$

Nilai  $K_{re}$  dan  $J$  adalah nilai-nilai yang diambil dari tabel 2.2. Untuk tipe tendon strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 MPa diperoleh :

$$K_{re} = 138$$

$$J = 0,15$$

Nilai  $C$  adalah perbandingan  $f_{pi} / f_{pu}$  didapat dari tabel 2.3

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1202,68}{1860} = 0,64 \text{ didapat nilai } C = 0,68$$

Sehingga besarnya kehilangan pratekan akibat relaksasi baja adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 RE &= [138 - 0,15 \times (10,31 + 23,09 + 0)] \times 0,68 \\
 &= 90,43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{PRE} &= RE \times A_{ps} \\
 &= 90,43 \times 888 = 80303,78 \text{ N} = 80,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi total kehilangan gaya pratekan adalah

$$= \left( \frac{0 + 52,83 + 47,67 + 37,86 + 9,16 + 20,50 + 80,30}{1067,98} \right) \times 100\% = 23,25 \%$$

Sehingga besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan pratekan ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 23,25}{100} \times 1067,98 = 819,64 \text{ kN}$$

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan dari hasil perhitungan,  $F = 819640 \text{ N}$  :

a. Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{total}}{W_t}$$

$$18 \geq \frac{819640}{473200} - \frac{819640 \times 328,1}{82577701,37} + \frac{399335437,5}{82577701,37}$$

$$18 \text{ MPa} \geq 3,31 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

b. Serat bawah

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{balok}}{W_b}$$

$$-3,92 \leq \frac{819640}{473200} + \frac{819640 \times 328,1}{52447738,85} - \frac{399335437,5}{52447738,85}$$

$$-3,92 \text{ MPa} \leq -0,754 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan.

## 8.9 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \sqrt{f'_c}$  sehingga didapatkan  $\phi M_u \geq 1.2 M_{cr}$ , dengan nilai  $\phi = 0,69$  dari pasal 9.3.2

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok pratekan dihitung dengan teori elastik dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama yang sering kali tidak terlihat oleh mata



telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$M_{cr} = \left( \frac{F}{A} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left( \frac{F \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) - \left( f_r \times \frac{I}{y_b} \right)$$

$$M_{cr} = \left( \frac{F}{A} \times W_b \right) + (F \times e) - (f_r \times W_b)$$

Dimana :

F : Gaya pratekan efektif, 819646 N

$f_r$  : Modulus keruntuhan

$$: 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai momen retak adalah :

$$M_{cr} = \left( \frac{819646}{473200} \times 52447738,85 \right) + (819646 \times 328,1) - (3,92 \times 52447738,85)$$

$$= 154112477,3 \text{ Nmm}$$

$$= 15411,24 \text{ kgm}$$

$M_u$  = dari hasil momen SAP sebesar 41555,18 Kgm

Kontrol momen retak :

$$\phi M_u \geq 1.2 M_{cr}$$

$$0,69 \times 41555,18 \geq 1,2 \times 15411,24$$

$$28574,13 \text{ kgm} \geq 18493,49 \text{ kgm} \quad (\text{ok})$$

### 8.10 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan ijin pada komponen beton pratekan harus memenuhi syarat seperti pada SNI-03-2847-2013 pasal 9.5.4 yaitu lendutan untuk konstruksi

yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{13550}{480} = 28,23 \text{ mm}$$

- a. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$\begin{aligned} \Delta l_{po} &= \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{Ec \times I} = \frac{1}{8} \times \frac{1067986,14 \times 328,1 \times 13550^2}{29725,41 \times 22452877002} \\ &= 12,04 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

- b. Lendutan akibat berat sendiri dan beban mati

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri dan beban mati adalah :

$W_g$  = beban merata akibat beban sendiri, pelat dan beban mati

$$= 16,29 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{W_g \times l^4}{Ec \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{16,29 \times 13550^4}{29725,41 \times 22452877002} \\ &= 10,71 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

Lendutan jangka panjang panjang tambahan dari komponen struktur beton pratekan harus dihitung dengan memperhatikan pengaruh tegangan dalam beton dan baja akibat beban tetap dan termasuk pengaruh rangkai dan susut beton dan relaksasi baja. Dalam PCI Design Handbook memperlihatkan angka pengali yang diturunkan oleh Martin untuk memperkirakan lendutan ke atas dan lendutan ke bawah dalam jangka waktu yang panjang pada komponen struktur yang tipikal. Sehingga diperoleh nilai lendutan jangka panjang balok pratekan adalah :

- a. Lendutan akibat tekanan tendon :

Angka pengali dari komponen lendutan ke atas sebesar 2,45

$$\Delta l_{po} = 12,04 \times 2,45 = 29,49 \text{ mm}$$

b. Lendutan akibat berat sendiri dan beban mati :

Angka pengali dari komponen lendutan ke bawah sebesar 2,7

$$\Delta l_{po} = 10,71 \times 2,7 = 28,92 \text{ mm}$$

Sehingga lendutan akhir yang diperkirakan adalah sebesar :

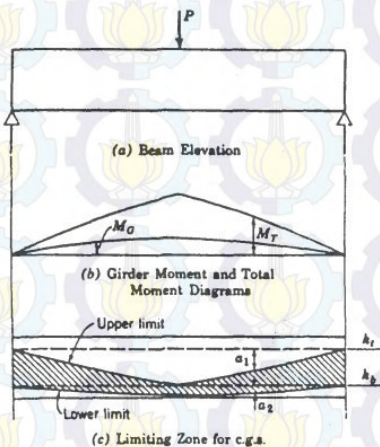
$$29,49 - 28,92 = 0,57 \text{ mm ke atas.}$$

Kontrol lendutan terhadap lendutan ijin :

$$0,57 \text{ mm} \leq 28,23 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

### 8.11 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah dimana kabel tendon pratekan boleh berada tanpa menimbulkan tegangan-tegangan yang menyalahi tegangan yang diijinkan. Sehingga pada daerah tersebut gaya pratekan dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.



**Gambar 8.3** Batas daerah limit kabel

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)



Letak titik berat tendon tidak boleh berada di atas kern atas dan tidak boleh berada di bawah kern bawah.  $a_1$  diukur dari kern atas ke bawah dan  $a_2$  diukur dari kern bawah ke bawah. Gambar 8.3 (c) menunjukkan ilustrasi daerah limit kabel dimana tendon diletakan pada daerah yang diarsir.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{22452877002}{47320,08}} = 217,82 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel pratekan agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{i^2}{y_t} = \frac{47448,51}{271,9} = 174,50 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel pratekan agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{i^2}{y_b} = \frac{47448,51}{428,1} = 110,83 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel  
dimana :

$M_T$  : Momen total beban mati dan hidup hasil SAP 2000

$M_G$  : Momen dari balok pratekan sendiri hasil SAP 2000

$F$  : Gaya pratekan setelah kehilangan

$F_o$  : Gaya pratekan awal

$$a_1 = \frac{M_T}{F} = \frac{331593800}{819646,94} = 404 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{259892800}{1067986,14} = 243 \text{ mm}$$

### Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang :

$$Y_i = \frac{4 \times f \times X_i \times (L - X_i)}{L^2}$$

Dimana :

$Y_i$  : ordinat tendon yang ditinjau

$X_i$  : absis tendon yang ditinjau

$L$  : panjang bentang, 13550 mm

$f$  : tinggi puncak parabola maksimum, 328,1 mm

Sehingga apabila posisi tendon dihitung jarak dari tepi serat bawah balok, :

$$\text{Posisi tendon} = Y_{\text{bottom}} - Y_i$$

$$Y_{\text{bottom}} = 428,1 \text{ mm}$$



**Gambar 8.4** Persamaan parabola untuk menentukan posisi tendon

Letak posisi tendon ditabelkan dalam tabel 8.2

**Tabel 8.2** Letak Posisi Tendon

Jarak tinjau $X_i$ (mm)	$Y_i$ (mm)	Letak tendon dari tepi bawah (mm)
0	0	428,10
220,00	15,31	412,79
1693,75	143,54	284,56
3387,50	246,08	182,03
5081,25	307,59	120,51
6775,00	328,10	100,00

## 8.12 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan tarik tambahan pada balok pratekan terdiri dari tulangan yang memikul beban gempa (respon spectrum) arah Y dan arah X ditambah dengan tulangan yang dipasang untuk menanggulangi tegangan tarik berlebih pada serat atas tumpuan. Tulangan yang digunakan pada daerah tegangan tarik serat atas tumpuan dipasang sepanjang daerah sendi plastis sedangkan tulangan yang digunakan untuk memikul gempa dipasang sepanjang bentang.

### 8.12.1 Data Perencanaan

Momen akibat gempa hasil perhitungan SAP:

Momen akibat gempa pada daerah lapangan = 25570,69 kgm

Momen akibat gempa pada daerah tumpuan = 13219,43 kgm

Mutu baja tulangan : 400 MPa

Mutu beton pratekan : 40 MPa

Diameter tulangan rencana : 22 mm

Diameter tulangan sengkang : 12 mm

Tebal selimut : 40 mm

$d$  :  $700 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 22 = 636$  mm

$\phi$  : 0,69

### Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Lapangan

Digunakan tulangan tarik 4 D22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$\begin{aligned} Mn_1 &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b} \right) \\ &= 1519,76 \times 400 \times \left( 636 - \frac{1519,76 \times 400}{2 \times 0,85 \times 40 \times 500} \right) \\ &= 375757906,6 \text{ Nmm} > 319633625 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{255706900}{0,69} = 370589710,1 \text{ Nmm}$$

Karena  $Mn_1 > Mn$ , diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa dengan tulangan tarik saja sehingga digunakan desain tulangan tekan 4 D22.



$$\text{Kontrol jarak tulangan} \frac{500 - [(2 \times 40) + (2 \times 12) + (4 \times 22)]}{4 - 1} = 102 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan } S > S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

Sehingga dipasang tulangan 4D22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ ) pada serat atas dan serat bawah.

### **Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Tumpuan**

Besarnya penulangan tarik dalam SNI dikontrol pada saat melakukan kontrol momen nominal penampang balok pratekan. Pada perencanaan ini penulangan diambil menggunakan rasio tulangan minimum  $\rho = 0,0035$  sepanjang sendi plastis.

Sehingga didapat nilai  $A_s$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 500 \times 636 \\ &= 1113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 1113 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\ &= 2,93 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sehingga pada serat atas dan serat bawah daerah tumpuan dipasang tulangan 4D22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ )

### **8.12.2 Kontrol Momen Nominal**

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing-masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok pratekan terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.7 tentang kekuatan lentur.

Data perhitungan :

$$\begin{aligned} A_{ps} &: 888 \text{ mm}^2 \\ f_{pu} &: 1860 \text{ MPa} \\ f_{py} &: 1675 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} : \frac{1860}{1675} = 0,90 \text{ karena bernilai } \leq 0,90 \text{ maka } \gamma_p = 0,28$$

$$b_{\text{eff}} : 1732 \text{ mm}$$

$$d : 700 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 22 = 636 \text{ mm}$$

Rumusan untuk menghitung momen nominal  $M_n$ , apabila tulangan tekan diabaikan :

$$M_n = T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

dimana :  $T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$  adalah momen nominal yang dipikul tulangan tarik.

$T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$  adalah momen nominal yang dipikul oleh kabel pratekan.

Tegangan dalam baja pratekan saat kuat lentur nominal sesuai pasal 18.7.2 untuk komponen struktur yang menggunakan tendon pratekan dengan lekatan penuh

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_{ps} \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

Dimana :

$d_p$  : jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan pratekan

$\rho_{ps}$  : rasio tulangan pratekan terpasang

$\omega'$  : nilai dari  $\frac{\rho' \times f_y}{f'c}$  dengan  $\rho'$  adalah rasio tulangan tarik

$$: \frac{0,00477 \times 400}{40} = 0,0477$$

$\omega$  : nilai dari  $\frac{\rho \times f_y}{f'c}$  dengan  $\rho$  adalah rasio tulangan tekan

$$: \frac{(0,00477) \times 400}{40} = 0,0477$$

$$\beta_1 : 0,8$$

### Momen Nominal Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada gambar 8.5 dimana tendon berada di daerah batas kern. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 4D22 dengan  $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$

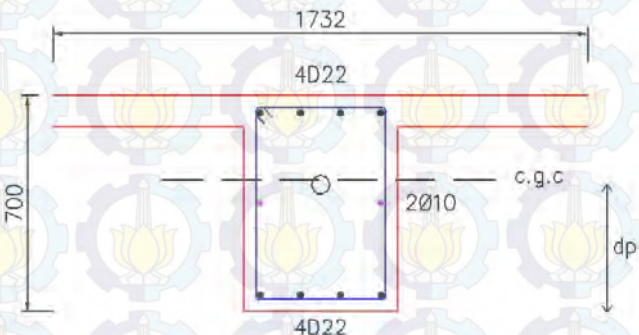
$$d_p : 322,16 \text{ mm}$$

$$\rho_{ps} : \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{888}{500 \times 322,16} = 0,0055$$

$$f_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,28}{0,8} \left[ 0,0055 \times \frac{1860}{40} + \frac{636}{322,16} \times (0,0477 - 0,0477) \right] \right)$$

$$= 1693,12 \text{ MPa}$$

$$a_{ps} = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f_c \times b_{eff}} = \frac{888 \times 1693,12}{0,85 \times 40 \times 1732} = 25,53 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b_w} = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 40 \times 500} = 35,75 \text{ mm}$$


**Gambar 8.5** Penampang tumpuan balok pratekan

$$M_n = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_{ps} \times f_{ps} \times \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1519,76 \times 400 \times \left( 636 - \frac{35,75}{2} \right) + 888 \times 1693,12 \times \left( 322,16 - \frac{25,53}{2} \right)$$

$$= 375757906,6 + 465180994,9 = 840938901,5 \text{ Nmm}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.5 (c) baja pratekan tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis.

*Mn pratekan – Mn Lentur*

$$\frac{Mn \text{ lentur}}{465180994,9 - 375757906,6} \times 100\% \leq 25\%$$

$$\frac{375757906,6}{22,52\% \leq 25\%} \times 100\% \leq 25\%$$

(ok)



$$\phi M_n = 0,69 \times 840938901,5 = 580247842,1 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$58024,78 \text{ kgm} > 41555,18 \text{ kgm} \quad (\text{ok})$$

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

$$\phi M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$58024,78 \text{ kgm} > 18493,49 \text{ kgm} \quad (\text{ok})$$

### Momen Nominal Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dapat dilihat pada gambar 8.6 dimana tendon berada di daerah batas limit. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 4D22 dengan  $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$

$$d_p : 600 \text{ mm}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{888}{500 \times 600} = 0,00296$$

$$f_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,28}{0,8} \left[ 0,00296 \frac{1860}{40} + \frac{636}{600} (0,0477 - 0,0477) \right] \right)$$

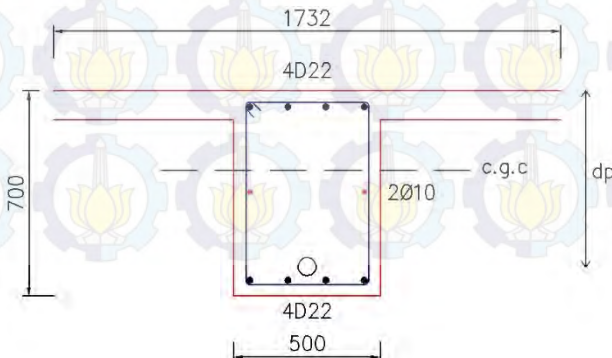
$$\text{dikarenakan nilai } 0,00296 \frac{1860}{40} + \frac{636}{600} (0,0477 - 0,0477) < 0,17$$

maka diambil minimal nilai 0,17 sehingga  $f_{ps}$  diperoleh

$$= 1749,33 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f_c \times b_{eff}} = \frac{888 \times 1749,33}{0,85 \times 40 \times 1732} = 26,37 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b_w} = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 40 \times 500} = 35,75 \text{ mm}$$



**Gambar 8.6** Penampang lapangan balok pratekan

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1519,76 \times 400 \times \left(636 - \frac{35,75}{2}\right) + 888 \times 1749,33 \times \left(600 - \frac{26,37}{2}\right) \\
 &= 1287312314,7 \text{ Nmm} \\
 \phi M_n &= 0,69 \times 1287312314,7 = 888245497,15 \text{ Nmm} \\
 \phi M_n &> M_u \\
 88824,54 \text{ kgm} &> 41555,18 \text{ kgm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1,2 M_{cr} \\
 88824,54 \text{ kgm} &> 18493,49 \text{ kgm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

### 8.13 Penulangan Geser

Perilaku balok pratekan pada saat gagal karena geser sangat berbeda dengan perilaku lentur, yaitu balok tersebut gagal secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan sebelumnya yang menandai dan retak yang terjadi jauh lebih lebar daripada retak lentur (*E.G. Nawy, 2001*).

Penulangan geser pada balok pratekan berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 11.3.3 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5.1

Jika gaya geser yang terjadi melebihi kapasitas kekuatan penampang beton untuk menahan gaya geser maka dibutuhkan penulangan geser sesuai pasal 11.4.7 dan jika tidak maka hanya perlu dipasang tulangan geser minimum.

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah  $V_s = V_u - \phi V_c$  dimana  $V_u$  adalah gaya geser

ultimate yang terjadi sedangkan  $\phi V_c$  adalah kuat geser yang disumbangkan beton. Untuk komponen balok pratekan nilai  $\phi V_c$  diambil dari nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$ .

### 8.13.1 Data Perencanaan

Data-data yang diperlukan untuk merencanakan tulangan geser sebagai berikut :

Gaya dalam didapat dari hasil perhitungan program SAP 2000 :

Mutu tulangan : 400 MPa

Diameter, D : 13 mm

$F_{eff}$  : 819646,94 N (gaya pratekan setelah kehilangan)

$V_d'$  : 9922,67 kg

$V_i'$  : 12457,52 kg

$M_d$  tumpuan : 8086,64 kgm

$M_d$  lapangan : 25989,28 kgm

$M_{max}$  tumpuan : 10298,24 kgm

$M_{max}$  lapangan : 33159,38 kgm

Dimana :

$V_d'$  : Gaya geser akibat beban mati (dead)

$V_i'$  : Gaya geser akibat beban hidup & beban mati total

$M_d$  : Momen akibat berat sendiri balok

$M_{max}$  : Momen akibat beban mati total dan beban hidup

### 8.13.2 Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang.

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc}) b_w \times d + V_p$$

Dimana :

$V_p$  : Komponen vertikal gaya pratekan efektif pada penampang

$d$  : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

$f_{pc}$  : Tegangan tekan setelah kehilangan gaya pratekan



$$\begin{aligned}
 &: \frac{F}{A_{\text{beton}}} = \frac{819646,94}{473205,08} = 1,73 \text{ MPa} \\
 P &: \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 819646,94 \times 328,1}{13550^2} = 11,71 \text{ MPa} \\
 V_p &: \frac{L}{2} \times P = \frac{13550}{2} \times 11,71 = 79387,79 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### Daerah Tumpuan

Jarak x diambil sebesar  $0,5 \times b_{\text{kolom}} = 0,5 \times 1000 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$

$$V_p : \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_p' = \frac{0,5 \times 13550 - 500}{0,5 \times 13550} \times 79387,79 = 73528,91 \text{ N}$$

d : 412,78 mm

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= 0,3(\sqrt{40} + 1,73) \times 500 \times 412,78 + 73528,91 \\
 &= 572381,21 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### Daerah Lapangan

Jarak x diambil sebesar sendi plastis = 2300 mm

$$V_p : \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_p' = \frac{0,5 \times 13550 - 2300}{0,5 \times 13550} \times 79387,79 = 52436,95 \text{ N}$$

d : 600 mm

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= 0,3(\sqrt{40} + 1,73) \times 500 \times 600 + 52436,95 \\
 &= 777537,53 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser.

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{f_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \right)$$

Dimana :

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{y_t} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_{\text{beton}}} + \frac{F_{eff} \times e}{W_{bott}}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_{bott}}$$

$$V_d = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_d'$$

$$V_i = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V'_i$$

### Daerah Tumpuan

Jarak x diambil sebesar  $0,5 \times b_{\text{kolom}} = 0,5 \times 1000 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$

$$f_{pe} = \frac{819646,94}{473205,08} + \frac{819646,94 \times 15,31}{52447738,85} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{80866400}{52447738,85} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{22452877002}{271,9} \right) \times \left( \frac{\sqrt{40}}{2} + 1,97 - 1,54 \right) = 296608644,9 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 13550 - 500}{0,5 \times 13550} \times 9922,67 = 25996,66 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 13550 - 500}{0,5 \times 13550} \times 12457,52 = 32367,78 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{40}}{20} \times 500 \times 412,78 + 25996,66 + \frac{32367,78 \times 296608644,9}{102982400} \right) = 185266,80 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{40}}{7} \times 500 \times 412,78 = 186477,71 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  dipakai 186477,71 N

### Daerah Lapangan

Jarak x diambil sebesar 2300 mm

$$f_{pe} = \frac{819646,94}{473205,08} + \frac{819646,94 \times 600}{52447738,85} = 6,85 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{259892800}{52447738,85} = 4,95 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{22452877002}{271,9} \right) \times \left( \frac{\sqrt{40}}{2} + 6,85 - 4,95 \right) = 418390739,6 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 13550 - 2300}{0,5 \times 13550} \times 9922,67 = 65540,88 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 13550 - 2300}{0,5 \times 13550} \times 12457,52 = 82283,98 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{40}}{20} \times 500 \times 600 + 65540,88 + \frac{82283,98 \times 418390739,6}{331593800} \right) \\ = 264231,59 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{40}}{7} \times 500 \times 600 = 271052,37 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  dipakai 271052,37 N

### 8.13.3 Perencanaan Tulangan Geser

Tulangan geser akan dipasang pada struktur pratekan pada daerah tumpuan dan daerah lapangan. Besarnya nilai  $V_c$  diambil yang terkecil dari nilai antara  $V_{cw}$  dan  $V_{ci}$ .

$$V_g = V_d' + V_i' = 99226,7 + 124575,2 = 223801,9 \text{ N}$$

$$V_u = V_g + V_p' = 223801,9 + 79387,79 = 303189,69 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$d = 636 \text{ mm}$$

#### Daerah Tumpuan

Jarak x sebesar 500 mm

$$V_u = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_u \\ = \frac{0,5 \times 13550 - 500}{0,5 \times 13550} \times 303189,69 = 280814,07 \text{ N}$$

$$V_c = 186477,71 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c \\ = 280814,07 - 0,75 \times 186477,71 = 140955,78 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,66 \times 400 \times 636}{140955,78} = 239,43 \text{ mm}$$



sehingga dapat dipasang tulangan geser D13 – 200 mm pada daerah tumpuan.

### Daerah Lapangan

Jarak  $x$  sebesar 2300 mm

$$V_u = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_u$$

$$= \frac{0,5 \times 13550 - 2300}{0,5 \times 13550} \times 303189,69 = 292896,91 \text{ N}$$

$$V_c = 271052,37 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 292896,91 - 0,75 \times 271052,37 = 89607,63 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,66 \times 400 \times 636}{89607,63} = 376,64 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang tulangan geser D13 – 300 mm pada daerah lapangan.

### 8.14 Pengankuran Ujung

Pada balok pratekan pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.4.2.

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai volume beton dimana gaya pratekan yang terpusat pada angkur menyebar ke arah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekangan di seluruh zona pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 03-

2847-2013 pasal 20.13.5 Gaya tendon dikalikan dengan faktor beban sebesar 1,2.

$$F_o = 1067986,14 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 1067986,14 = 1281583,37 \text{ N}$$

Salah satu metode perhitungan yang dapat digunakan untuk perencanaan daerah pengangkuran global yaitu :

$$T_{\text{penkar}} = 0,25 \Sigma P_u \left( 1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{\text{penkar}} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

$\Sigma P_u$  : Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a : Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e : Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang ( selalu diambil sebagai nilai positif)

h : Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Nilai yang diperoleh :

a = 215 mm (angkur dengan strand 5-12, VSL table)

e = 15,31 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 700 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{\text{penkar}} &= 0,25 \times 1281583,37 \times \left( 1 - \frac{215}{700} \right) \\ &= 221988,54 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{penkar}} &= 0,5 \times [700 - (2 \times 15,31)] \\ &= 334,69 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{pencar}}{f_y} = \frac{221988,54}{400} = 554,97 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan Ø13 ( $A_v = 132,66 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{554,97}{132,66} = 4,18 \approx 5 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{pencar}}{n} = \frac{334,69}{5} = 66,93 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang Ø13 – 40 mm





## **BAB IX**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **9.1 Umum**

Pondasi merupakan struktur bawah dari bangunan yang berfungsi meneruskan beban ke tanah. Dalam merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi diatasnya. Perencanaan pondasi pada gedung ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (tie beam).

#### **9.2 Data Tanah**

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari berlokasi di Surabaya sehingga data tanah yang diperlukan untuk perencanaan pondasi didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur akan dibangun. Lokasi sample data tanah dalam Tugas Akhir ini diambil di daerah Pakuwon Surabaya, hasil uji data tanah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Teknik Sipil ITS. Data tanah terlampir.

#### **9.3 Spesifikasi Tiang Pancang**

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* beton pratekan dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*) produk dari PT. WIKA Beton. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength at 28 days*). Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

<i>Diameter outside (D)</i>	: 600 mm
<i>Wall thickness (T)</i>	: 100 mm
<i>Class</i>	: A1
<i>Bending momen crack</i>	: 17 tm
<i>Bending momen ultimate</i>	: 25,5 tm
<i>Allowable axial load</i>	: 252,70 ton

## 9.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

### 9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

### Metode Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tanah pada pondasi ( $Q_L$ ) ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan menggunakan metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_p$  = *Resistance ultime* di dasar pondasi

$$= q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$$

$Q_p$  : tegangan di ujung tiang

$A_p$  : luas penampang ujung tiang

$N_p$  : harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi, dengan B adalah diameter tiang

K : koefisien karakteristik tanah

$$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa, (untuk lempung)}$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa, (untuk lanau berlempung)}$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa, (untuk lanau berpasir)}$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa, (untuk pasir)}$$

$Q_s$  = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$$= q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s$$

$q_s$  : tegangan akibat lekatan lateral dalam  $\text{t/m}^2$

$N_s$  : harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  : keliling  $\times$  panjang tiang yang terbenam



### Metode Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group atau kelompok, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Untuk daya dukung pondasi group, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

$n$  : jumlah tiang dalam group

Koefisien efisiensi  $C_e$  dihitung berdasarkan perumusan Converse - Labarre :

$$C_e = 1 - \left[ \left( \frac{\arctan \frac{\emptyset}{S}}{90^\circ} \right) \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right]$$

Dimana :

$\emptyset$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam group

$n$  = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Untuk jarak antara tiang pancang ditentukan sebesar :

$$3D \leq S \leq 6D$$

Untuk jarak tiang pancang ke tepi poer ditentukan sebesar :

$$1,5D \leq S_1 \leq 2D$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$S_1$  = jarak tiang pancang ke tepi poer

### 9.4.2 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertikal ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah

$$P_v = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y_i^2} + \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x_i^2}$$



$$P = 500872,13 \text{ kg}$$

$$M_x = 3685,87 \text{ kg}$$

$$M_y = 5532,32 \text{ kg}$$

$$H_x = 1913,7 \text{ kg}$$

$$H_y = 1367,16 \text{ kg}$$

### 9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Hasil olah data tanah yang diperoleh (tabel 9.1) menunjukkan tiang pancang dengan diameter 600 mm dapat digunakan untuk kedalaman tanah minimal sedalam 22 meter. Sehingga daya dukung ijin pondasi satu tiang pada kedalaman 22 meter diperoleh :

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

$$\begin{aligned} Q_P &= N_P \times K \times A_P \\ &= 19,47 \times 20 \times 0,283 = 110,11 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_S &= \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \\ &= \left( \frac{6,94}{3} + 1 \right) \times (0,6 \times \pi \times 22) = 137,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_L &= Q_P + Q_S \\ &= 110,11 + 137,42 = 247,53 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sehingga dari hasil  $Q_L$  yang diperoleh maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

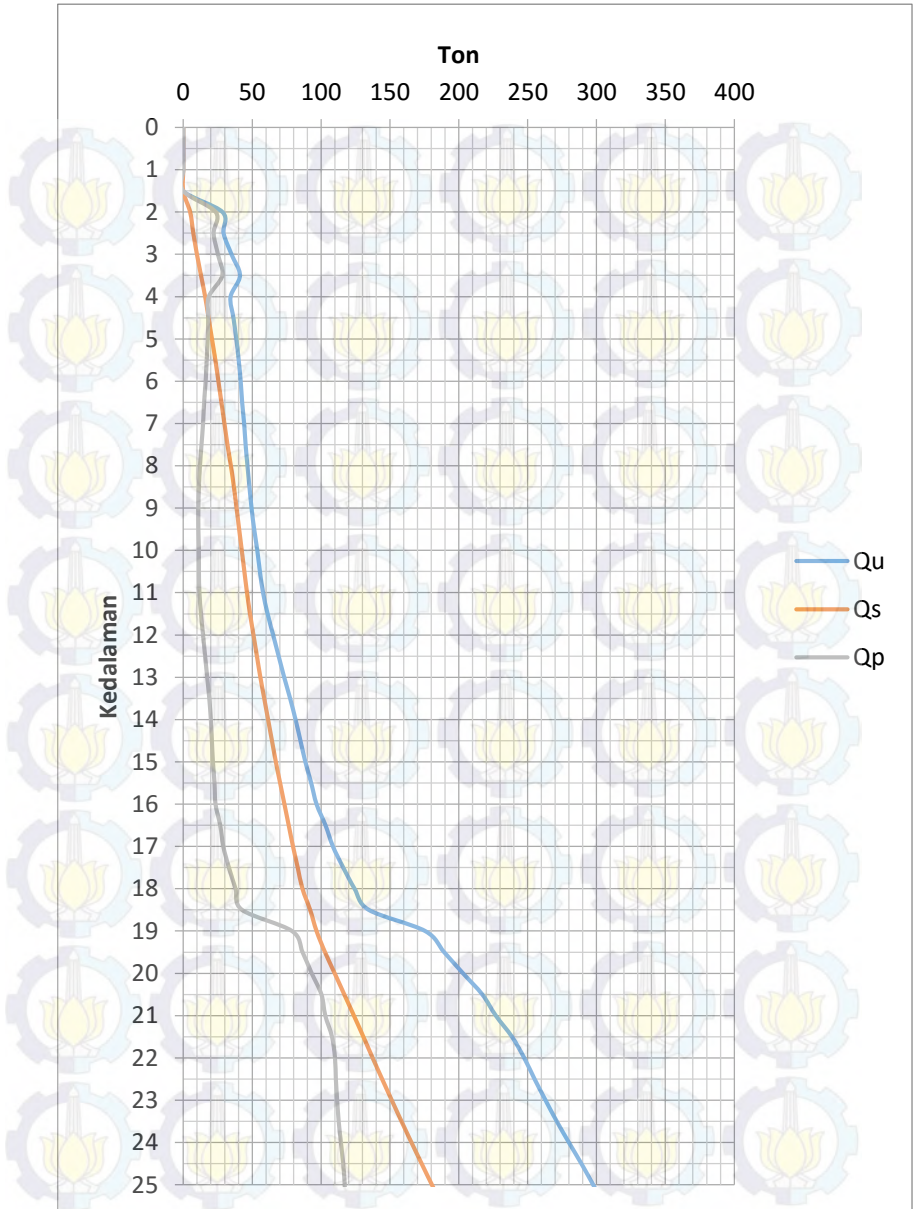
$$n = \frac{P}{Q_L} = \frac{500,872}{247,53} = 2,02 \text{ buah direncanakan 6 buah tiang pancang.}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.1 berikut ini :



**Tabel 9.1** Daya dukung tiang pancang tunggal

H (m)	Qp					Qs				QL (ton)
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m2	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	Qs (ton)	
0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
0,5	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
1,5	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
2	5	5	3,33	25	23,56	5	1,00	3,77	5,03	28,59
2,5	5	5	3,89	20	21,99	5	1,67	4,71	7,33	29,32
3	6	6	4,44	20	25,13	6	2,29	5,65	9,96	35,10
3,5	7	7	5,00	20	28,27	7	2,88	6,60	12,92	41,19
4	7	7	5,44	12	18,47	7	3,33	7,54	15,92	34,39
4,5	5	5	5,33	12	18,10	5	3,50	8,48	18,38	36,47
5	5	5	5,22	12	17,72	5	3,64	9,42	20,85	38,57
5,5	5	5	5,00	12	16,96	5	3,75	10,37	23,33	40,29
6	4	4	4,78	12	16,21	4	3,77	11,31	25,52	41,73
6,5	4	4	4,44	12	15,08	4	3,79	12,25	27,71	42,79
7	4	4	4,22	12	14,33	4	3,80	13,19	29,91	44,23
7,5	4	4	3,89	12	13,19	4	3,81	14,14	32,10	45,30
8	5	5	3,56	12	12,06	5	3,88	15,08	34,59	46,66
8,5	4	4	3,33	12	11,31	4	3,89	16,02	36,79	48,10
9	3	3	3,22	12	10,93	3	3,84	16,96	38,69	49,62
9,5	2	2	3,22	12	10,93	3	3,80	17,91	40,59	51,52
10	2	2	3,33	12	11,31	3	3,76	18,85	42,49	53,80
10,5	2	2	3,33	12	11,31	3	3,73	19,79	44,38	55,69
11	3	3	3,44	12	11,69	3	3,70	20,73	46,28	57,96
11,5	4	4	3,78	12	12,82	4	3,71	21,68	48,47	61,29
12	5	5	4,22	12	14,33	5	3,76	22,62	50,97	65,29
12,5	5	5	4,67	12	15,83	5	3,81	23,56	53,47	69,30
13	5	5	5,11	12	17,34	5	3,85	24,50	55,97	73,31
13,5	6	6	5,56	12	18,85	6	3,93	25,45	58,77	77,62
14	6	6	5,89	12	19,98	6	4,00	26,39	61,58	81,56
14,5	6	6	6,11	12	20,73	6	4,07	27,33	64,38	85,12
15	6	6	6,33	12	21,49	6	4,13	28,27	67,19	88,68
15,5	7	7	6,67	12	22,62	7	4,22	29,22	70,30	92,92
16	7	7	6,89	12	23,37	7	4,30	30,16	73,42	96,79
16,5	7	7	7,89	12	26,77	7	4,38	31,10	76,53	103,30
17	7	7	8,56	12	29,03	7	4,46	32,04	79,65	108,68
17,5	8	8	9,76	12	33,10	8	4,56	32,99	83,08	116,18
18	8	8	11,17	12	37,91	8	4,65	33,93	86,50	124,41
18,5	15	15	12,56	12	42,62	15	4,92	34,87	92,07	134,69
19	20	12	13,95	20	78,89	12	5,10	35,81	96,73	175,61
19,5	28	16,8	15,31	20	86,55	16,8	5,40	36,76	102,86	189,41
20	34	19,75	16,48	20	93,21	19,75	5,75	37,70	109,89	203,11
20,5	33	19,5	17,73	20	100,25	19,5	6,07	38,64	116,86	217,11
21	33	19,5	18,23	20	103,08	19,5	6,38	39,58	123,83	226,91
21,5	32	19,2	19,09	20	107,95	19,2	6,68	40,53	130,71	238,66
22	31	18,6	19,47	20	110,11	18,6	6,94	41,47	137,42	247,53
22,5	32	19,2	19,58	20	110,74	19,2	7,21	42,41	144,31	255,05
23	33	19,5	19,75	20	111,68	19,5	7,47	43,35	151,29	262,98



**Gambar 9.2** Grafik daya dukung tiang pancang tunggal

### 9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$3D \leq S \leq 6D$$

$$3 \times 60 \leq S \leq 6 \times 60$$

$$180 \leq S \leq 360$$

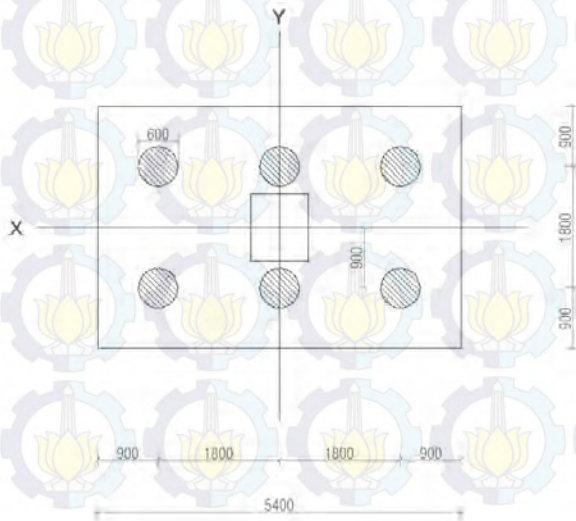
Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$3D \leq S_1 \leq 2D$$

$$1,5 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$90 \leq S_1 \leq 120$$

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 180 cm  
jarak tepi tiang pancang (S<sub>1</sub>) = 90 cm



**Gambar 9.3** Konfigurasi rencana pondasi kelompok



Koefisien efisiensi,  $C_e$

$$C_e = 1 - \left[ \left( \frac{\arctan \frac{600}{1500}}{90^\circ} \right) \times \left( 2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) \right]$$

$$= 0,717$$

Sehingga nilai daya dukung tiang pancang kelompok  $Q_{L \text{ kelompok}}$  :

$$Q_{L \text{ kelompok}} = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e$$

$$= 247,53 \times 6 \times 0,717$$

$$= 1065,35 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial pada pondasi tiang pancang kelompok :

- Reaksi kolom  $= 500,87 \text{ ton}$

- Berat poer :  $5,4 \times 3,6 \times 1,2 \times 2400 = 55,98 \text{ ton}$

Berat total (P)  $= 556,85 \text{ ton}$

$$Q_{L \text{ kelompok}} = 1065,35 \text{ ton} > P = 556,85 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

### 9.5.3 Beban Vertikal Ekvivalen ( $P_v$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang.

Perhitungan Beban vertikal ekvivalen pondasi kelompok yang bekerja pada poer :

$$\sum x_i^2 = 4 \times (1,8)^2 = 12,96 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 6 \times (0,9)^2 = 4,86 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$M_x = M_{ux} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 3685,87 + (1913,7 \times 1,2)$$

$$= 5982,31 \text{ kgm}$$

$$M_y = M_{uy} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 5532,32 + (1357,16 \times 1,2)$$

$$= 7160,91 \text{ kgm}$$

$$\text{Berat total (P)} = \text{Berat total } (\Sigma V) = 556850 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_v = \frac{556850}{6} + \frac{5982,31 \times 1,8}{12,96} + \frac{7160,91 \times 0,9}{4,86} = 94912,3 \text{ kg}$$

Jadi beban vertikal ekivalen yang diterima 1 tiang adalah 94912,3 kg.

#### 9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai spesifikasi pondasi tiang pancang dari PT. Wika Beton, yaitu :

Diameter outside (D)	: 600 mm
Wall thickness (T)	: 100 mm
Class	: A1
Bending momen crack	: 17 tm
Bending momen ultimate	: 25,5 tm
Allowable axial load	: 252,70 ton

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut :

##### Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan tidak diperkenankan menerima gaya aksial yang melebihi 252,70 ton

$$P_v = 94912,3 \text{ kg} = 94,91 \text{ ton}$$

$$P_v < P_{ijin}$$

$$94,91 \text{ ton} < 252,70 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

##### Kontrol Terhadap Bending Momen Crack

Momen maksimum yang disebabkan oleh beban lateral dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5d + 0,5f)$$

nilainya tidak diperkenankan melebihi 17 tm dimana,

H : beban lateral

e : jarak antara beban lateral yang bekerja pada muka tanah

d : diameter tiang pancang

f : posisi Mmax dari muka tanah

$$= \frac{H}{9 \times C_u \times d}$$

$C_u$  adalah cohhesion undrained diperoleh dari data tanah sebesar 1,55 kg/cm<sup>2</sup>

Momen arah X :

$$f_x = \frac{1913,7}{9 \times 1,55 \times 60} = 2,28 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{x \text{ max}} &= 1913,7 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 2,28) \\ &= 174420,72 \text{ kgcm} \\ &= 1,74 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{x \text{ max}} < M_{\text{crack}}$$

$$1,74 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

Momen arah Y :

$$f_x = \frac{1357,16}{9 \times 1,55 \times 60} = 1,62 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{x \text{ max}} &= 1357,16 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1,62) \\ &= 123244,68 \text{ kgcm} \\ &= 1,23 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{x \text{ max}} < M_{\text{crack}}$$

$$1,23 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

### Kontrol Defleksi Tiang

Defleksi yang terjadi pada tiang akibat beban lateral dapat dicari dengan persamaan :

$$Y = \frac{H \times (e + Zf)^3}{12 EI} \text{ untuk fixed-headed pile}$$

dimana,

E : modulus elastis dari material tiang pancang

I : momen inersia dari cross-section tiang pancang

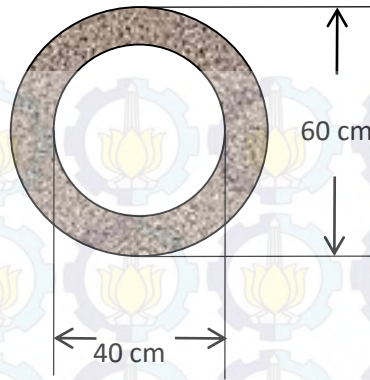
Zf : kedalaman titik jepit tiang

$$f_c' \text{ sebesar } 600 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{60} = 36406,04 \text{ Mpa} \\ &= 364060,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{64} \times \pi \times (60^4 - 40^4) \\ &= 510508,8 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$





**Gambar 9.4** Penampang tiang pancang

$$Z_f = 1,8T = 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

$n_h$  untuk tanah soft normally-consolidated antara 350 – 700 kN/m<sup>3</sup>, dipakai 700 kN/m<sup>3</sup> = 0,07 kg/cm<sup>3</sup>

$$= 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{364060,4 \times 510508,8}{0,07}}$$

$$= 549,65 \text{ cm}$$

$$H_{cap} = \frac{2 \times M_n}{e + Z_f}$$

$M_n$  diambil sebesar momen crack tiang pancang, 17 tm

$$= \frac{2 \times 1700000}{0 + 549,65} = 6185,73 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{6185,73 \times (0 + 549,65)^3}{12 \times 364060,4 \times 510508,81}$$

$$= 0,461 \text{ cm}$$

## 9.6 Perencanaan Poer

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

Dimensi poer =  $5400 \times 3600$  mm

Tebal poer ( t ) = 1200 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tuangan = 400 MPa

Diameter tulangan utama = 25 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

Tinggi efektif balok poer

Arah x (  $d_x$  ) =  $1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1172,5$  mm

Arah y (  $d_y$  ) =  $1200 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 29 = 1122,5$  mm

### 9.6.1 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$b_o$  adalah keliling dari penampang kritis pada pelat poer

$$\begin{aligned} b_o &= [2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)] \\ &= [2 \times (1000 + 1172,5) + 2 \times (850 + 1172,5)] \\ &= 8390 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\beta$  adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1000}{850} = 1,17 \\ &= 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{1,17} \right) \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1172,5 \\ &= 24246438,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,083 \times \left( \frac{a_s \times d}{b_o} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$a_s$  diperoleh sebesar 40 untuk kolom interior

$$\begin{aligned} &= 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1172,5}{8390} \right) \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1172,5 \\ &= 34079662,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$= 0,33 \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1172,5$$

$$= 17960324,7 \text{ N}$$

Sehingga untuk batas geser pons diperoleh :

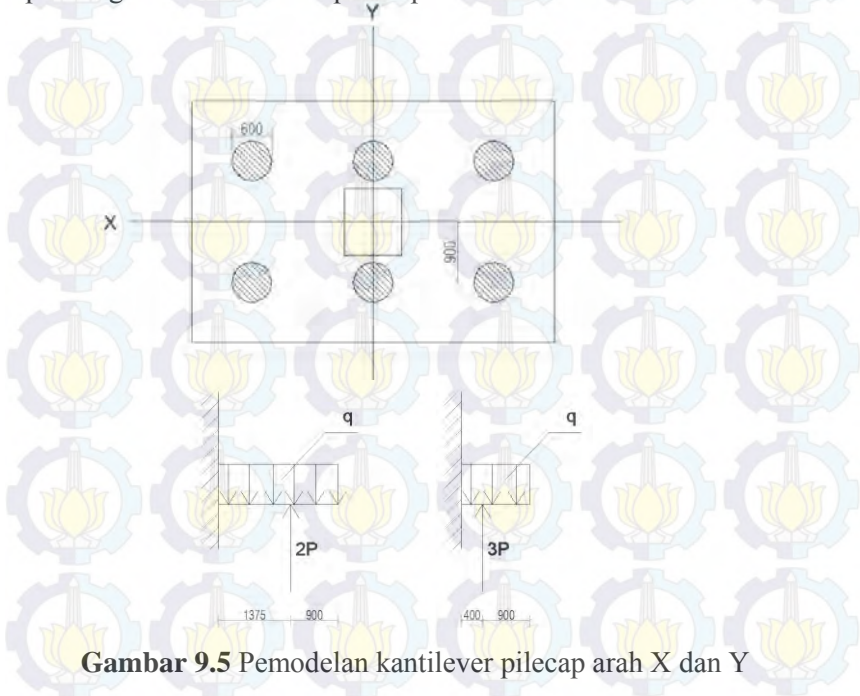
$$P < \phi V_c$$

$$500872,13 \text{ kg} < 0,75 \times 1796032,47 \text{ kg}$$

$$500872,13 \text{ kg} < 1347024,35 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

### 9.6.2 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dimodelkan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom, beban reaksi aksial tiang pancang dan berat sendiri pile cap.



**Gambar 9.5** Pemodelan kantilever pilecap arah X dan Y

$\rho_{\min} = 0,0020$  sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 30}{400} \times \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0306 \end{aligned}$$



$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0306 = 0,023$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

### Penulangan arah X

Beban yang bekerja :

$$\text{Berat pile cap} = 2,275 \times 1,2 \times 2400 = 6552 \text{ kg/m}$$

$$2 \times P_v = 2 \times 94912,3 = 189824,58 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X} &= (2 \times 189824,58 \times 1,375) - \left( \frac{1}{2} \times 6552 \times 2,275^2 \right) \\ &= 244053,463 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{2440534630}{0,8 \times 3600 \times 1172,5^2} = 0,616$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,616 \times 15,68}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0015$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,0020$$

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 3600 \times 1172,5 = 8442 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_s_{\text{perlu}} : \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \\ &= 8422 : \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \right) \\ &= 17,19 \approx 18 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{3600 - [(2 \times 40) + (20 \times 25) + (2 \times 25)]}{18 - 1} = 177,64 \text{ mm} \\ &\text{diambil } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan D25 – 150 mm

### Penulangan arah Y

Beban yang bekerja :

$$\text{Berat pile cap} = 1,3 \times 1,2 \times 2400 = 3744 \text{ kg/m}$$

$$3 \times P_v = 2 \times 94912,3 = 284737 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah Y} &= (3 \times 189824,58 \times 0,4) - (\frac{1}{2} \times 3744 \times 1,3^2) \\ &= 110731,0736 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{1107310736}{0,8 \times 5400 \times 1122,5^2} = 0,203$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,203 \times 15,68}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00051$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{min}} = 0,0020$$

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 5400 \times 1122,5 = 12123 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_s_{\text{perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 12123 : (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 24,69 \approx 25 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{5400 - [(2 \times 40) + (28 \times 25) + (2 \times 25)]}{25 - 1} = 193,54 \text{ mm} \\ &\text{diambil } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan D25 – 150 mm

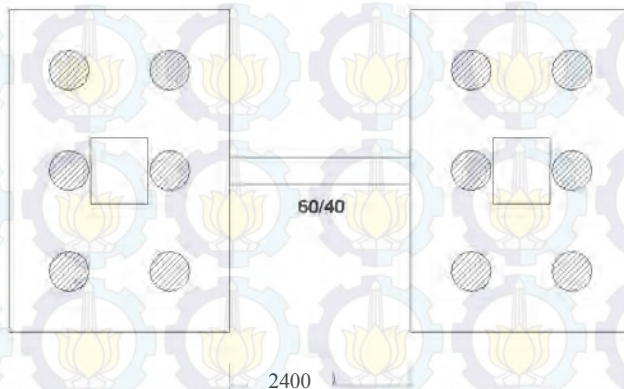
### 9.7 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan dan mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### 9.7.1 Data Perencanaan

Sloof yang ditinjau seperti pada gambar 9.4. Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 500872,13 kg
Panjang Sloof	= 2,4 meter
Mutu Beton $f_c'$	= 30 MPa
Mutu Baja $f_y$	= 290 MPa
Decking	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 12 mm
Dimensi Sloof	= 400 mm $\times$ 600 mm
Tinggi Efektif	= 600 - 40 - 12 - $\frac{1}{2} \times 22$
	= 537 mm



**Gambar 9.6** Denah sloof yang Ditinjau

### 9.7.2 Penulangan Sloof

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\begin{aligned} \text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 500872,13 \text{ kg} \\ &= 50087,21 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 2,4 \times 250 = \underline{600 \text{ kg/m} +}$$



qu total

$$= 1176 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= 1/12 \times qu \times L^2 \\ &= 1/12 \times 1176 \times 2,4^2 \\ &= 564,58 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ lapangan}} &= 1/8 \times qu \times L^2 \\ &= 1/8 \times 1251 \times 2,7^2 \\ &= 846,72 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{290} = 0,0048$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 30}{290} \times \left( \frac{600}{600 + 290} \right) \\ &= 0,0474 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0474 = 0,0355$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{290}{0,85 \times 30} = 11,37$$

### a. Penulangan Lentur

- Penulangan daerah tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{564,58}{0,8 \times 400 \times 537^2} = 0,061$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,37} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,061 \times 11,37}{290}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00021$$

maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{\min} = 0,0048$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 400 \times 537 \\ &= 1036,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 1036,96 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \end{aligned}$$

$$= 2,72 \approx 3 \text{ buah}$$

Jarak spasi tulangan  $\frac{400 - [(2 \times 40) + (3 \times 22) + (2 \times 12)]}{3 - 1} = 115 \text{ mm}$   
diambil 100 mm

Jadi dipasang tulangan tarik 3D22 – 100 mm

- Penulangan daerah lapangan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{846,72}{0,8 \times 400 \times 537^2} = 0,091$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,37} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,091 \times 11,37}{290}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00031$$

maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{\min} = 0,0048$

$$\begin{aligned} A_{S \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 400 \times 537 \\ &= 1036,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{S \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 1036,96 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\ &= 2,72 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak spasi tulangan  $\frac{400 - [(2 \times 40) + (3 \times 22) + (2 \times 12)]}{3 - 1} = 115 \text{ mm}$   
diambil 100 mm

Jadi dipasang tulangan tarik 3D22 – 100 mm

### **b. Penulangan Geser**

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 1176 \times 2,4 \\ &= 1411,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$A_g = 600 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} = 240000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times \left[ 1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 537 \times \left[ 1 + \frac{500872,13}{14 \times 240000} \right] \end{aligned}$$

$$= 225314,83 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 225314,83 = 168986,12 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$$V_u < \phi V_c$$

1411,2 kg < 16898,61 kg, maka tidak diperlukan tulangan geser

Namun akan tetap dipasang tulangan geser minimum dengan spasi 200 mm, sehingga  $A_{v \min}$  diperoleh :

$$= \frac{75 \times \sqrt{f'c} \times b \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{30} \times 400 \times 200}{1200 \times 290} = 94,43 \text{ mm}^2$$

jadi dipakai tulangan geser Ø12 – 200 mm.



## BAB X

### PENUTUP

#### 10.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Kemampuan struktur utama gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya yang terdiri dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Dinding Struktural (DS), mampu secara proposional menahan beban dasar geser nominal (lateral) sesuai dengan syarat *Dual System* dimana struktur SRPM sekurang-kurangnya memikul 25% beban lateral.
  - Untuk arah X, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 30,05% dan struktur DS sebesar 69,05%.
  - Untuk arah Y, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 25,73% dan Struktur DS sebesar 74,27%.
2. Berdasarkan tabel 6.9 dan 6.10 maka simpangan antar lantai hasil analisa struktur pada arah X dan arah Y sudah memenuhi persyaratan kontrol kinerja batas layan struktur akibat beban gempa yang disyaratkan pada SNI-1726-2012.
3. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :

##### Struktur Sekunder

Dimensi Balok Anak	= 25/45 cm
Dimensi Balok Bordes	= 20/30 cm
Dimensi Balok Lift	= 25/45 cm dan 30/50 cm
Tebal Pelat parkir	= 14 cm
Tebal Pelat parkir	= 12 cm
Tebal Pelat parkir	= 10 cm

##### Struktur Primer

Dimensi Balok Induk	= 40/60 cm (B1)
	= 35/50 cm (B2)
	= 40/70 cm (B3)
Dimensi Kolom	= 100 × 85 cm

Tebal Shearwall                      = 35 cm (SW1)  
    = 30 cm (SW2)  
Tiang Pancang                        =D 60 cm, H=26 meter

4. Gaya pratekan yang dibutuhkan pada struktur utama Balok Pratekan sepanjang 13,55 meter dengan dimensi 50 cm / 70 cm adalah 1067,98 kN dengan kehilangan gaya pratekan yang didapat sebesar 23,25%.

## 10.2 Saran

1. Perencanaan struktur balok pratekan yang menggunakan metode pengecoran *cast in situ* yang terletak pada ketinggian perlu memikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaannya nanti dapat berjalan dengan baik dan sesuai .
2. Pada perencanaan pondasi, perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan pada setiap titik kolom maupun dinding geser. Bila jarak antara masing-masing pile cap saling berdekatan, sebaiknya direncanakan sebagai full slab agar memudahkan pengerjaan di lapangan.
3. Perlu memperhatikan hasil data tanah yang diperoleh dari lokasi pembangunan agar perencanaan pemilihan jenis pondasi, kedalaman serta jumlah yang dibutuhkan dapat sesuai dengan kapasitas daya dukung serta efisien dalam segi biaya.

## DAFTAR PUSTAKA

American Concrete Institute. **ACI 325.7R-88 “Recommendations for Designing Prestressed Concrete Pavements”**. USA : American Concrete Institute.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-1727-2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional

Budiadi, Andri, 2008. **Desain Praktis Beton Prategang**. Jakarta.

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung

Lin,T.Y dan Burns, H. 1988. **Desain Struktur Beton Prategang**. Diterjemahkan oleh Ir. Daniel Indrawan M. C. E. Jakarta : Erlangga.

Panitia Pembaharuan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971. 1977. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I – 2**. Bandung : OFFSET LPMB

Purwono, Rachmat. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press.

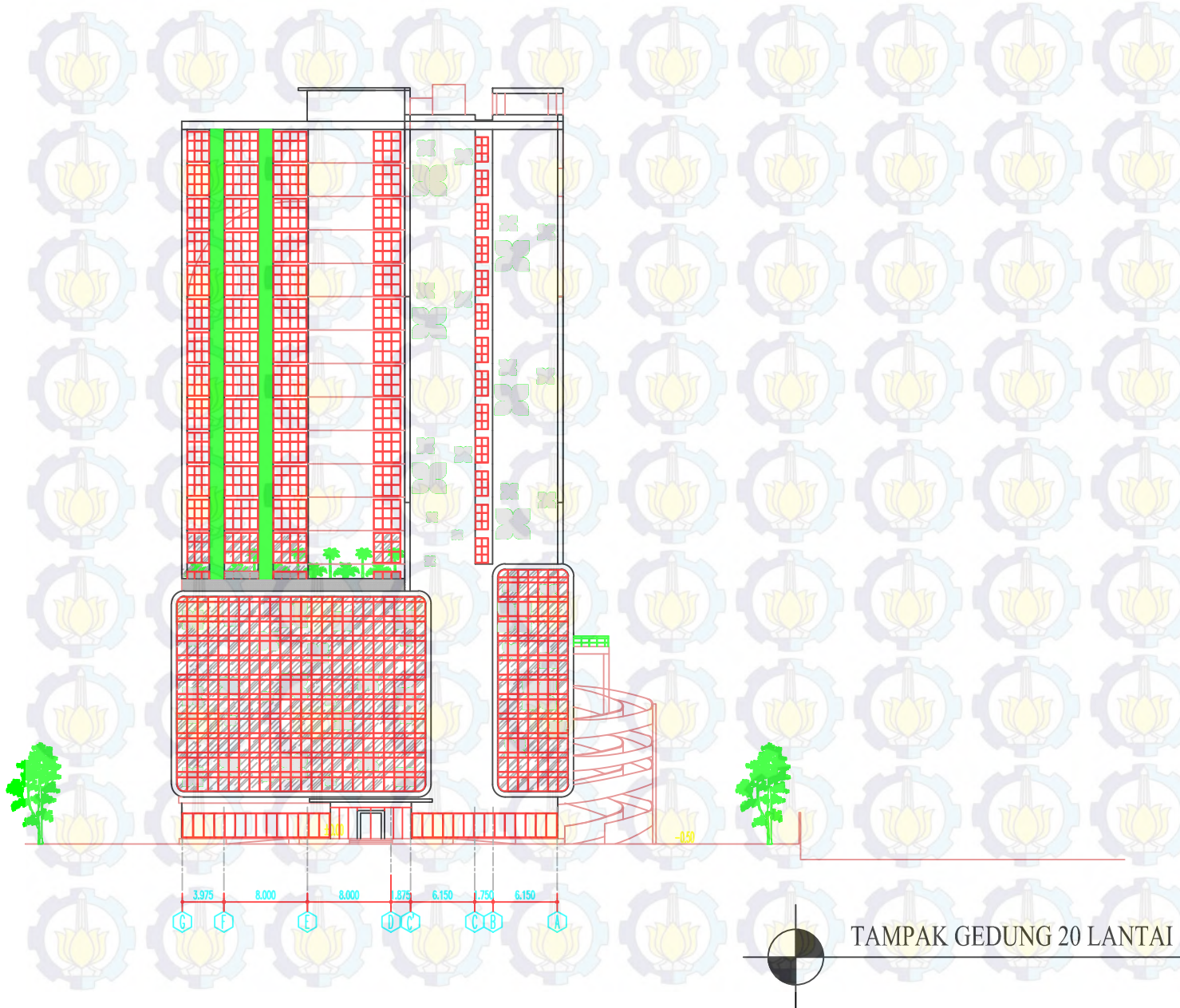


Suryadi, Tri. 2009. **Pengaruh Pemodelan Kolom Terhadap Balok Beton Prategang Tiga Bentang Non-Simetris**. Tangerang : UPH Tower

Tavio dan Kusuma, Benny. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press

Wikana, Iwan dan Widayat Yohanes. 2007. **Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton Yang Berbeda**. Yogyakarta.

Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Tampak Gedung 20 Lantai

SKALA

1 : 530

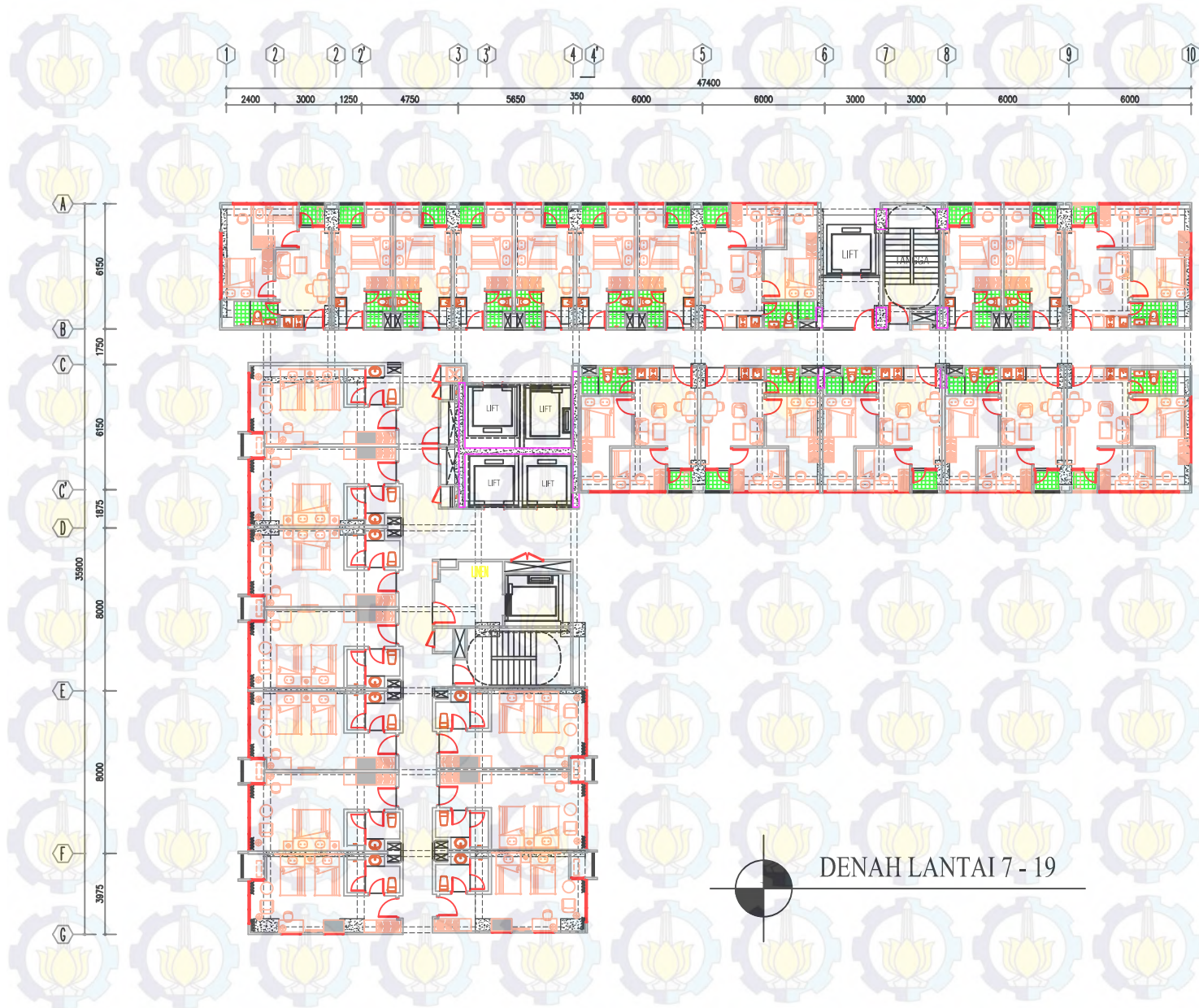
NO. GAMBAR

01

31

CATATAN





DENAH LANTAI 7 - 19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Lantai 7 - 19

SKALA

1 : 260

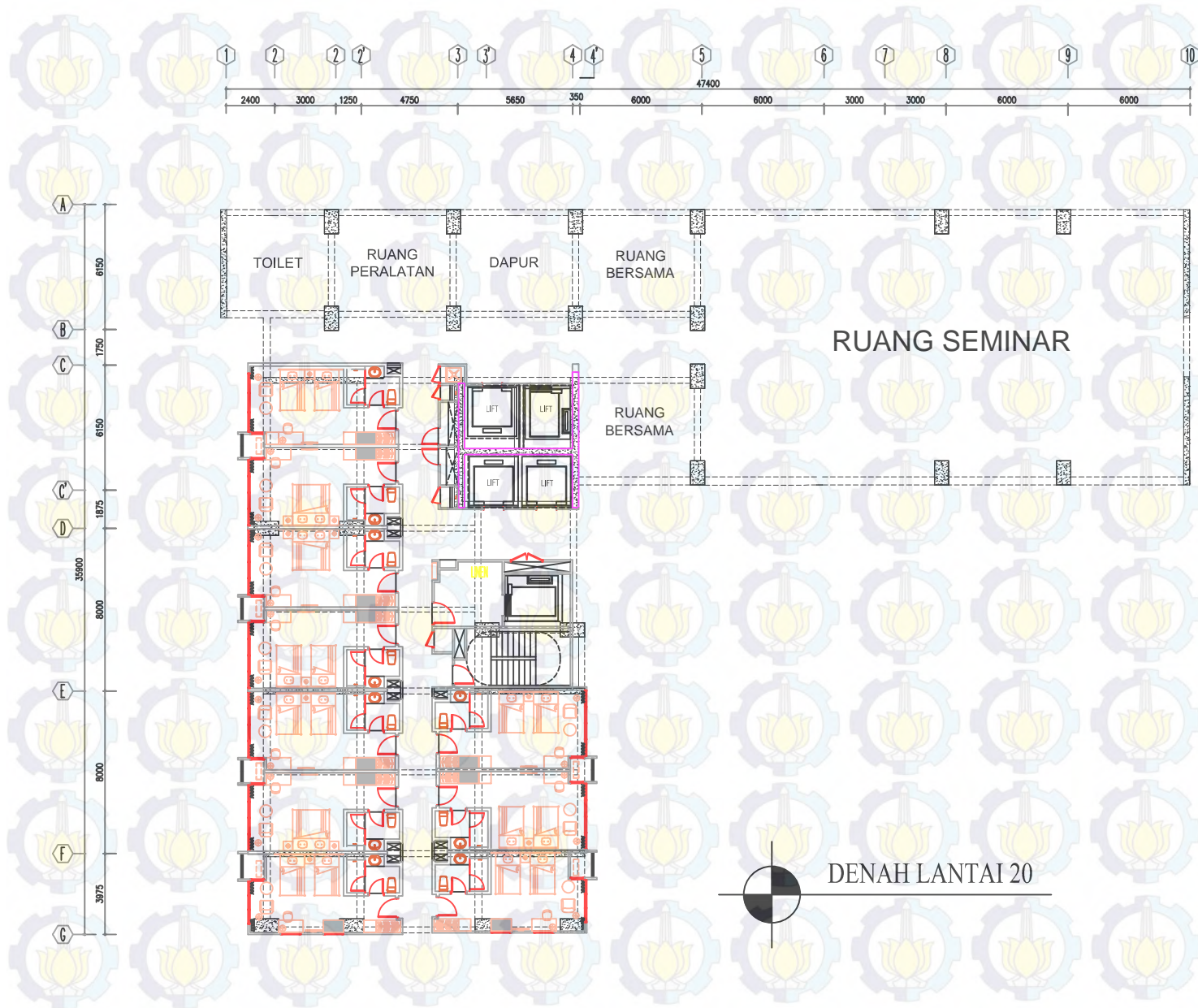
NO. GAMBAR

02

31

CATATAN





DENAH LANTAI 20



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAVILIO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Lantai 20

SKALA

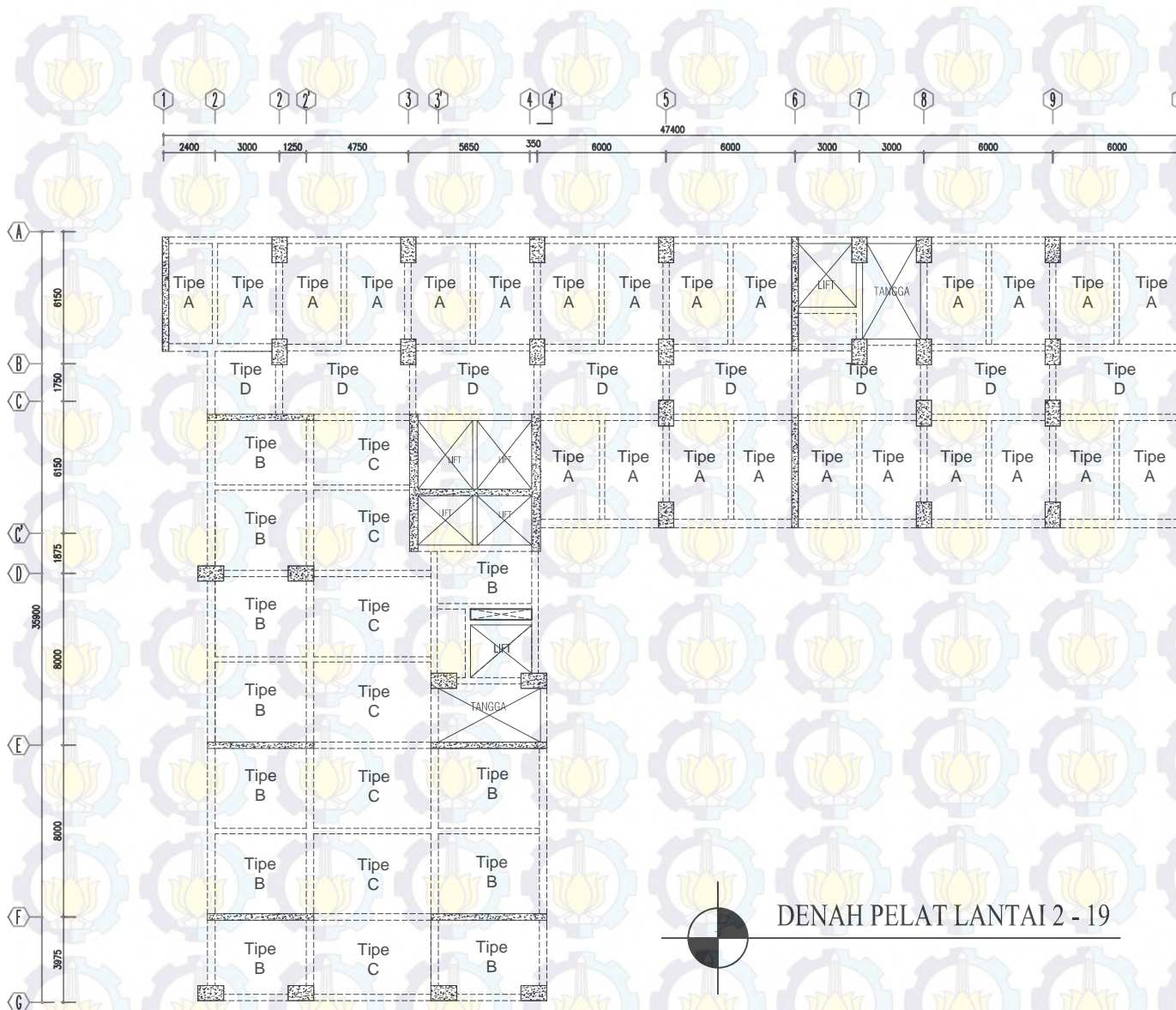
1 : 260

NO. GAMBAR

03

31

CATATAN



DENAH PELAT LANTAI 2 - 19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Debah Pelat Lantai 2-19

SKALA

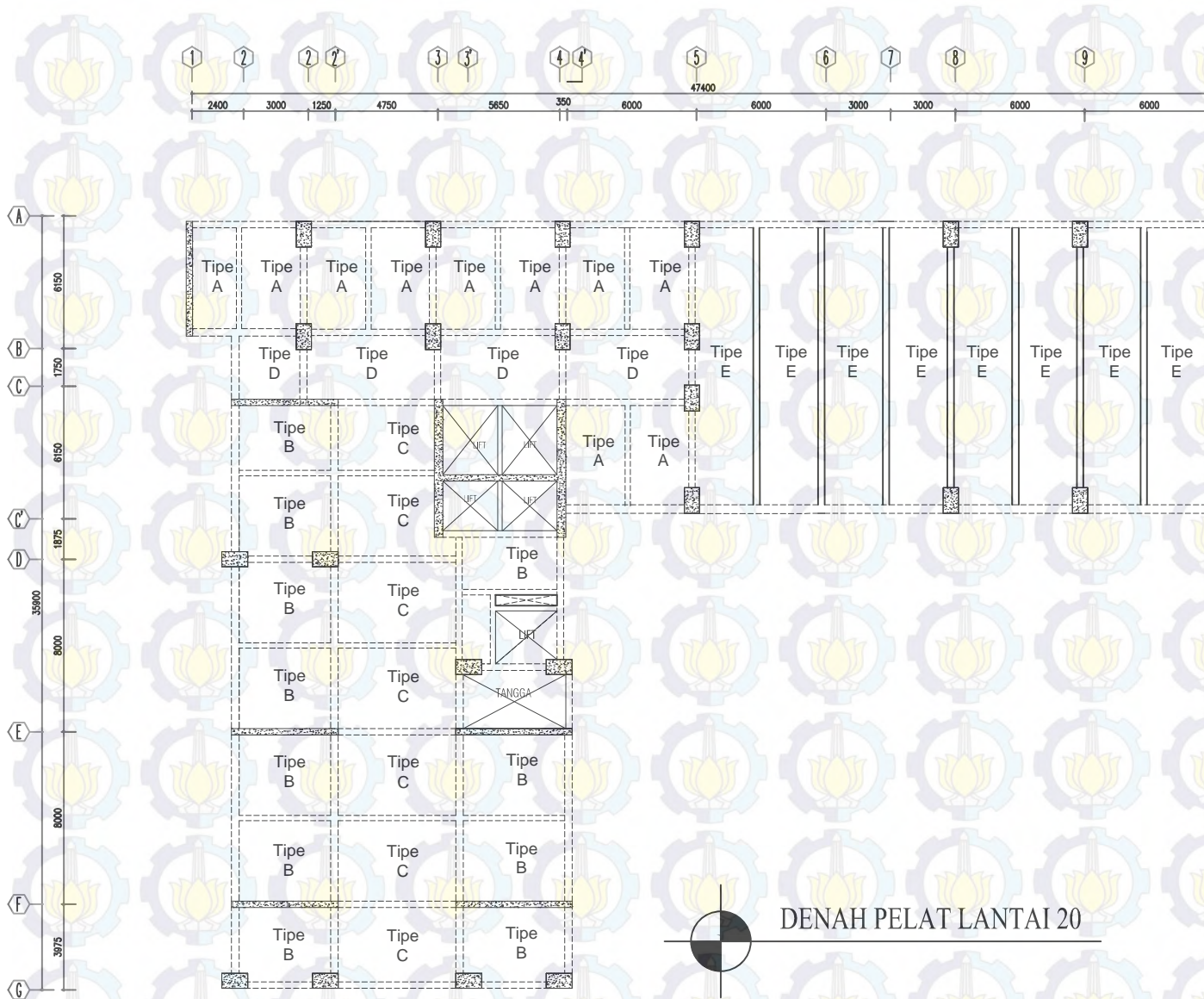
1 : 260

NO. GAMBAR

04 31

CATATAN





DENAH PELAT LANTAI 20



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Debah Pelat Lantai 20

SKALA

1 : 260

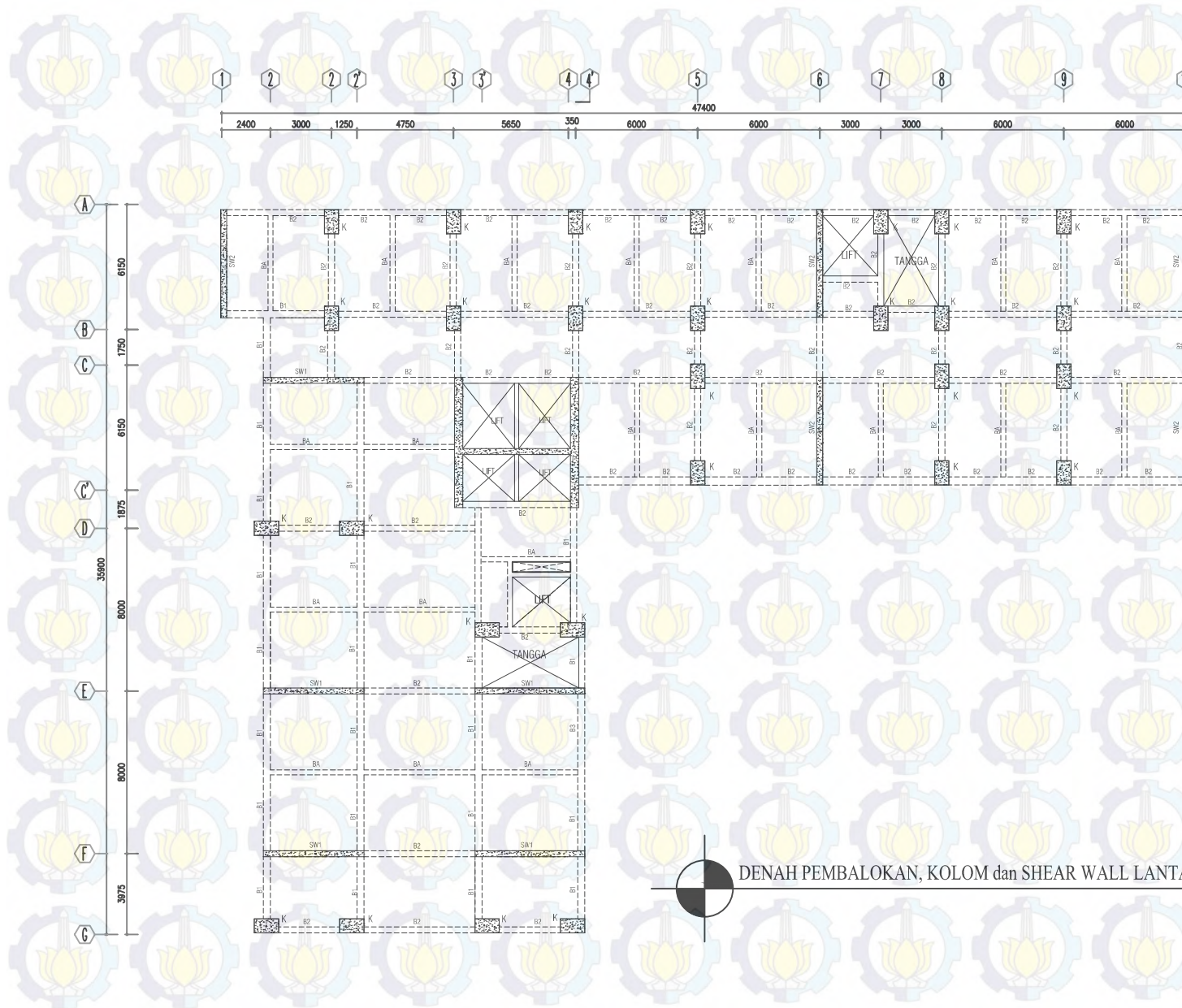
NO. GAMBAR

05

31

CATATAN





DENAH PEMBALOKAN, KOLOM dan SHEAR WALL LANTAI 7 - 19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Pembalokan, Kolom dan  
Shear Wall Lantai 7 - 19

SKALA

1 : 260

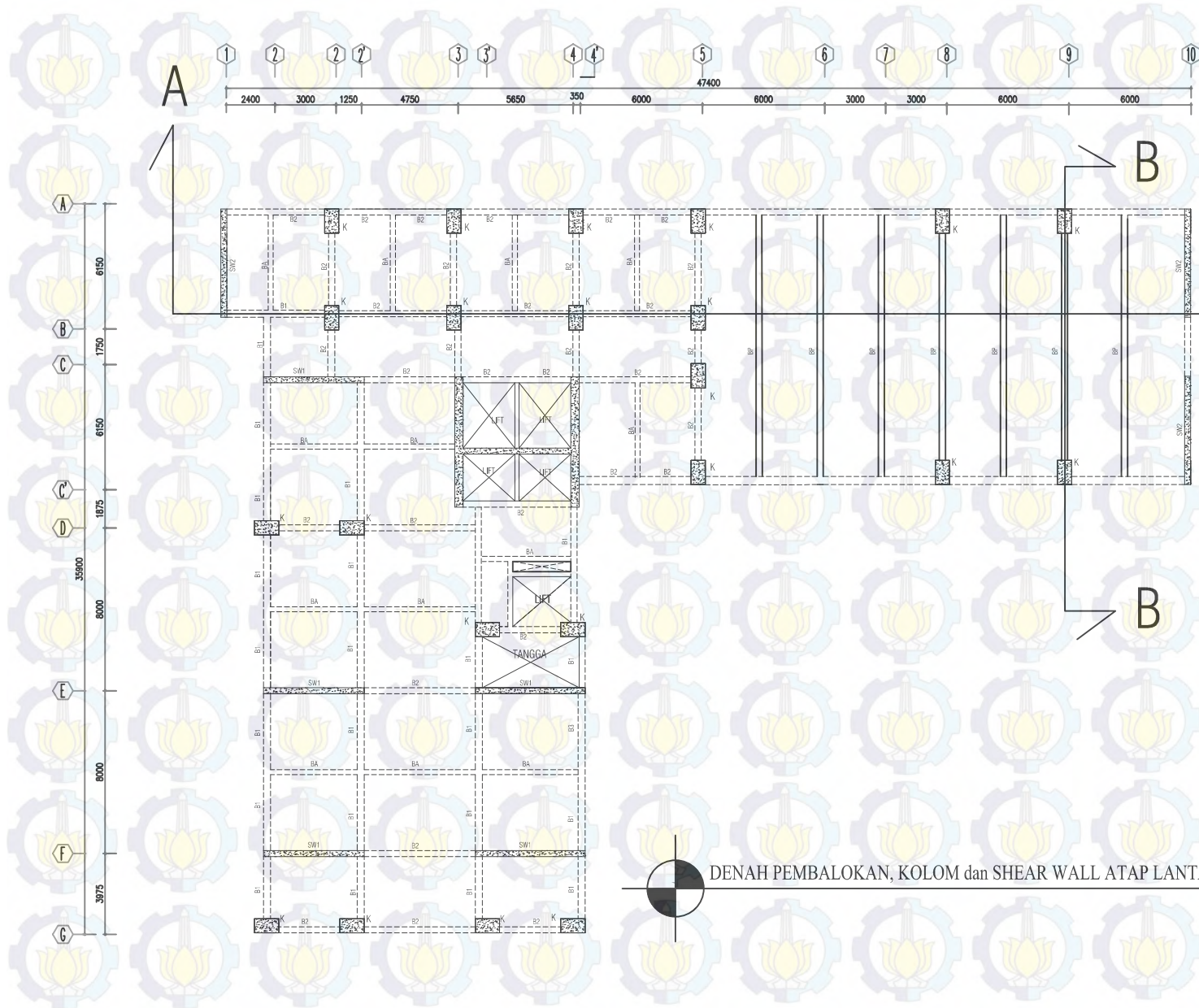
NO. GAMBAR

06

31

CATATAN

B1 : Balok Induk 60/40  
B2 : Balok Induk 50/35  
B3 : Balok Induk 70/40  
BA : Balok Anak 45/25  
BP : Balok Pratekan 70/50  
K : Kolom 100 x 85  
SW1 : Dinding Geser Panel 1  
SW2 : Dinding Geser Panel 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Pembalokan, Kolom dan  
Shear Wall Atap  
Lantai 20

SKALA

1 : 260

NO. GAMBAR

07

31

CATATAN

B1 : Balok Induk 60/40  
B2 : Balok Induk 50/35  
B3 : Balok Induk 70/40  
BA : Balok Anak 45/25  
BP : Balok Pratekan 70/50  
K : Kolom 100 x 85  
SW1 : Dinding Geser Panel 1  
SW2 : Dinding Geser Panel 2





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Potongan A-A dan B-B

SKALA

1 : 315

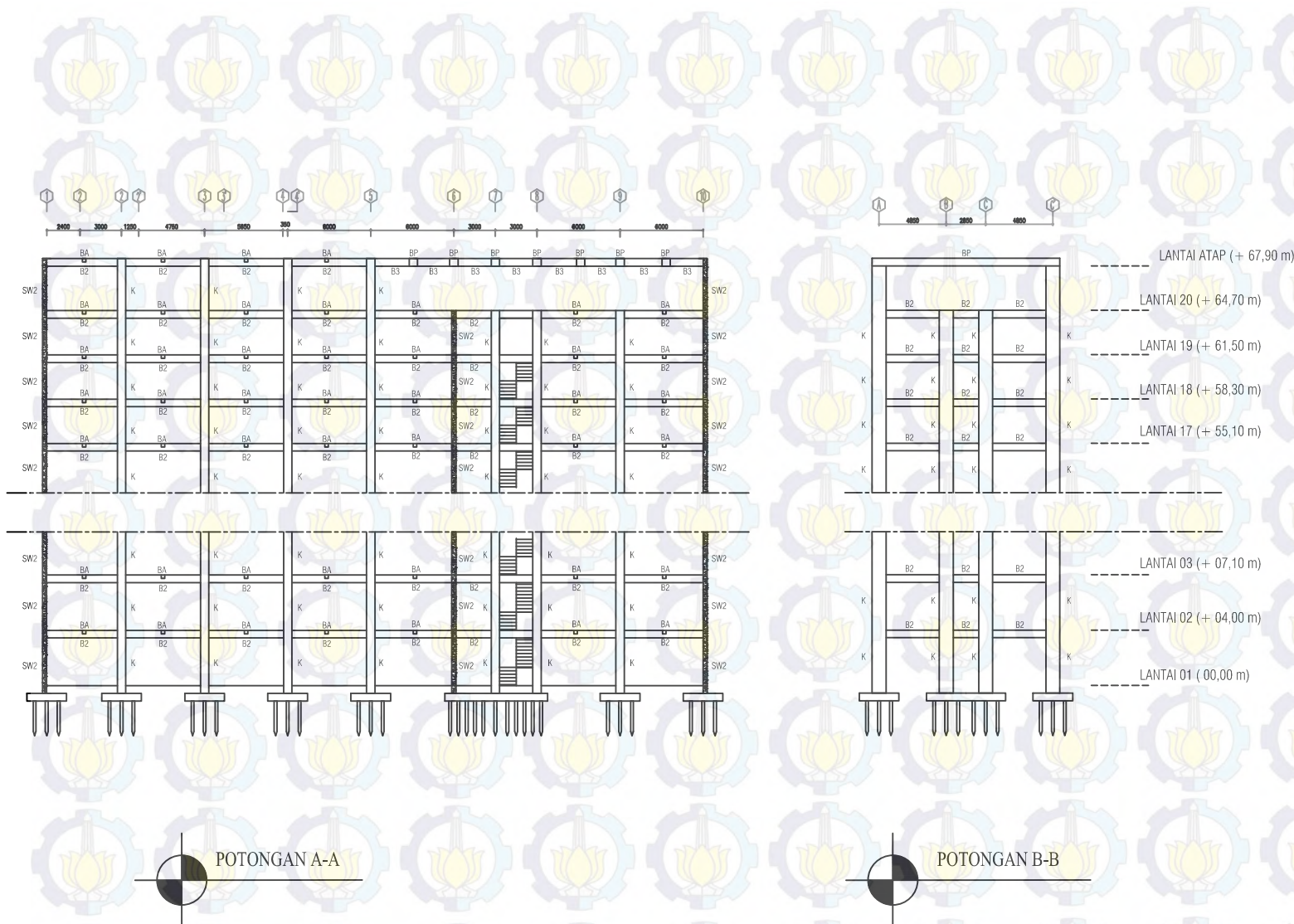
NO. GAMBAR

08

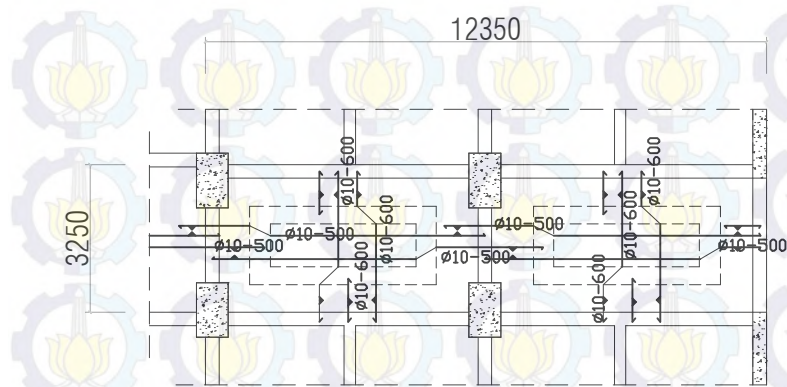
31

CATATAN

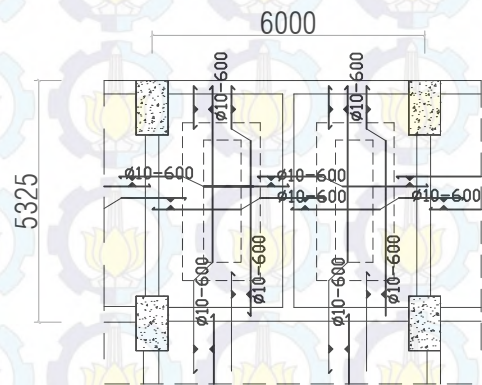
B1 : Balok Induk 60/40  
B2 : Balok Induk 50/35  
B3 : Balok Induk 70/40  
BA : Balok Anak 45/25  
BP : Balok Pratekan 70/50  
K : Kolom 100 x 85  
SW1 : Dinding Geser Panel 1  
SW2 : Dinding Geser Panel 2



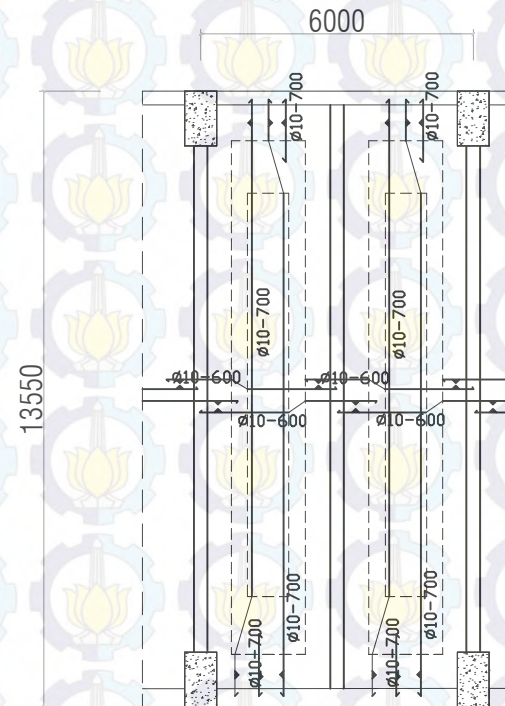




DETAIL PELAT TIPE D



DETAIL PELAT TIPE A



DETAIL PELAT TIPE E



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Detail Pelat Lantai

SKALA

1 : 150

NO. GAMBAR

09

31

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Detail Pelat Lantai

SKALA

1 : 100

NO. GAMBAR

10

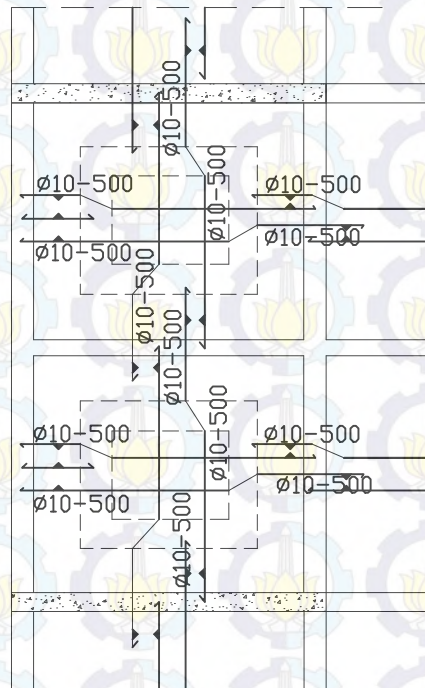
31

CATATAN

--

4950

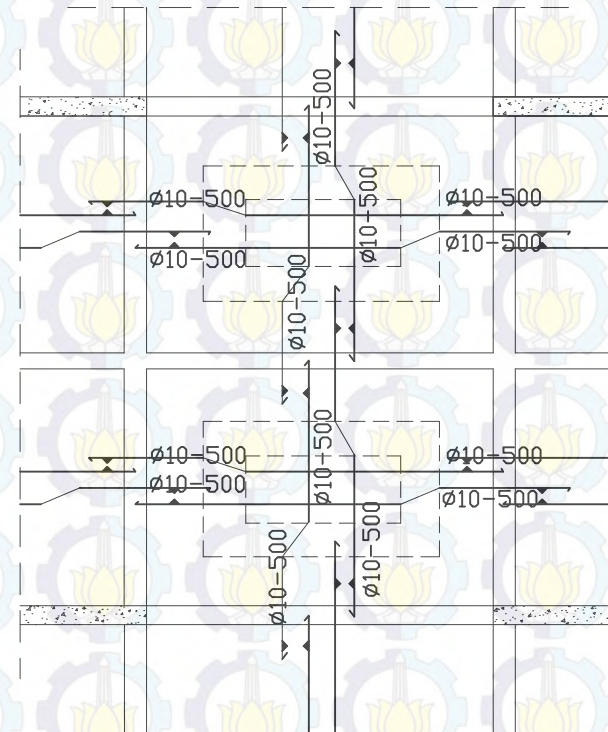
8300



DETAIL PELAT TIPE B

6150

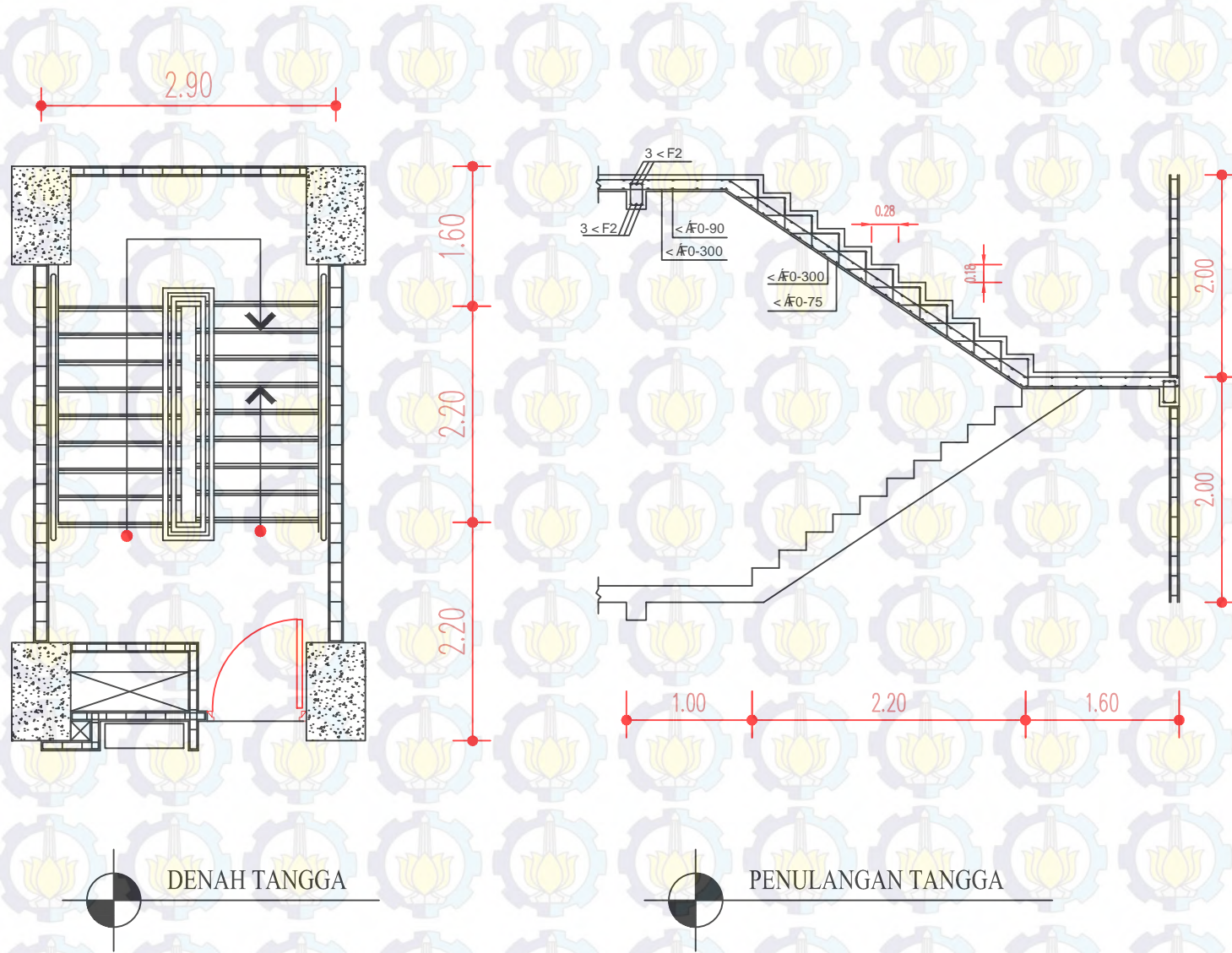
8300



DETAIL PELAT TIPE C



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPIJO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Tangga dan  
Penulangan

SKALA

SKALA

NO. GAMBAR

11

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penampang Balok Sekunder

SKALA

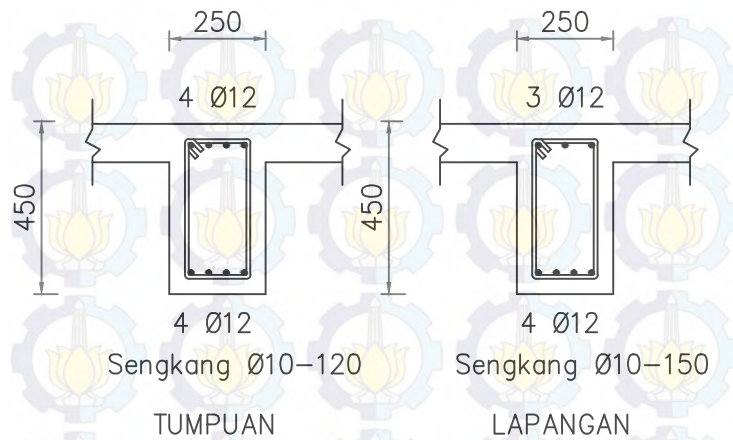
1 : 20

NO. GAMBAR

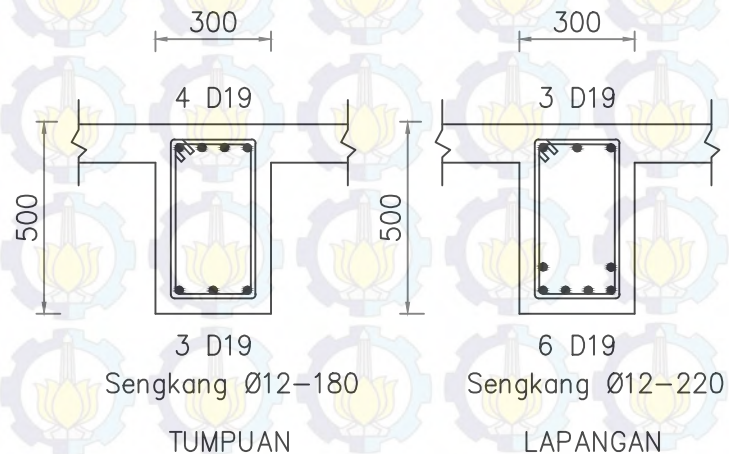
12

31

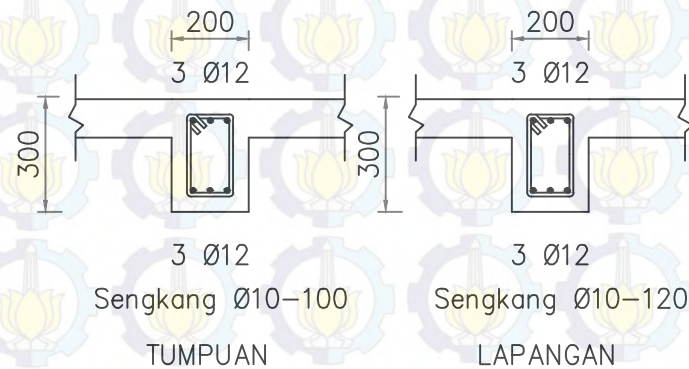
CATATAN



PENAMPANG BALOK LIFT 45/25



PENAMPANG BALOK LIFT 50/30



PENAMPANG BALOK BORDES 30/20



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penampang Balok Sekunder

SKALA

1 : 20

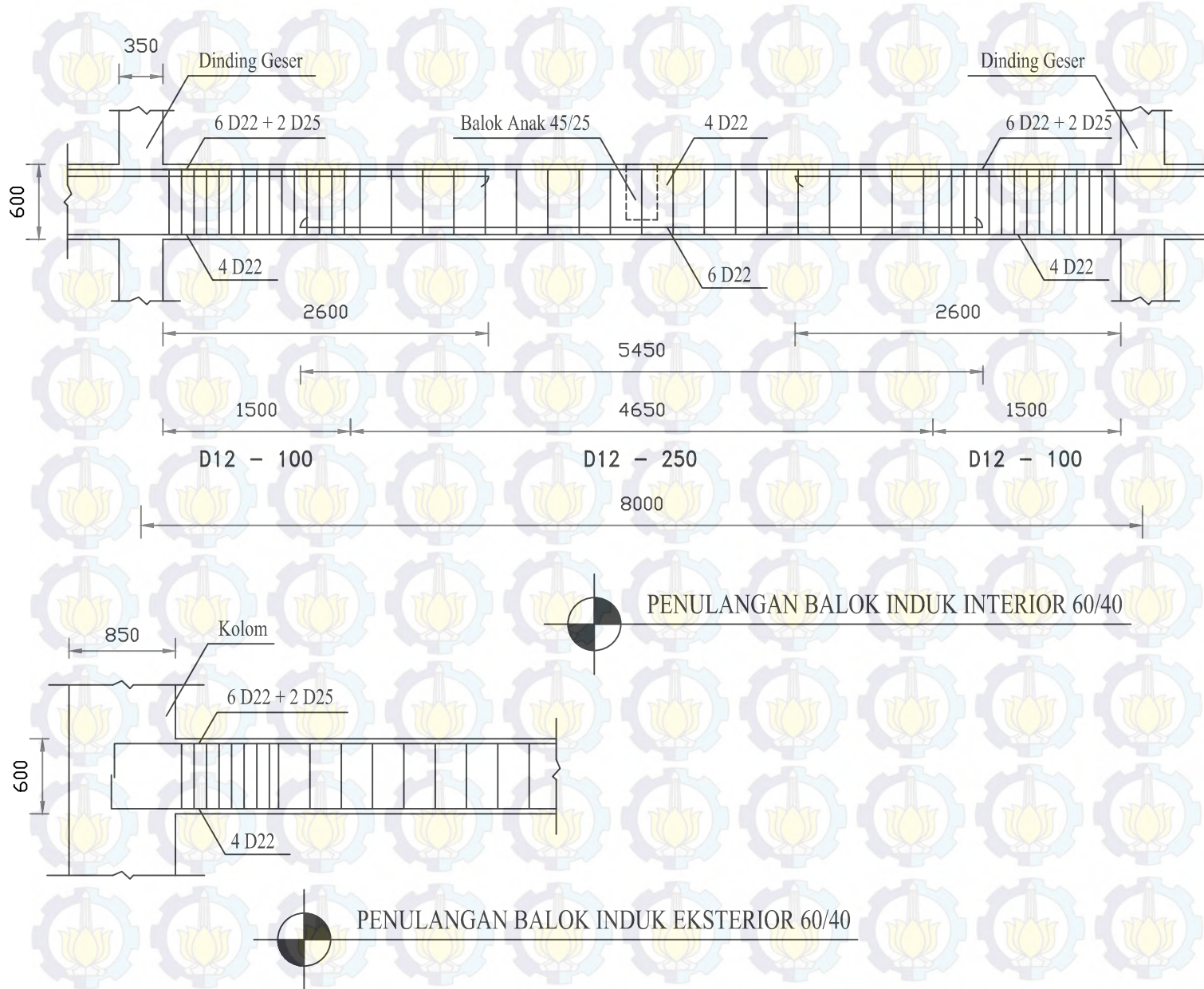
NO. GAMBAR

13

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPIJO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penulangan Balok Induk 60/40

SKALA

1 : 40

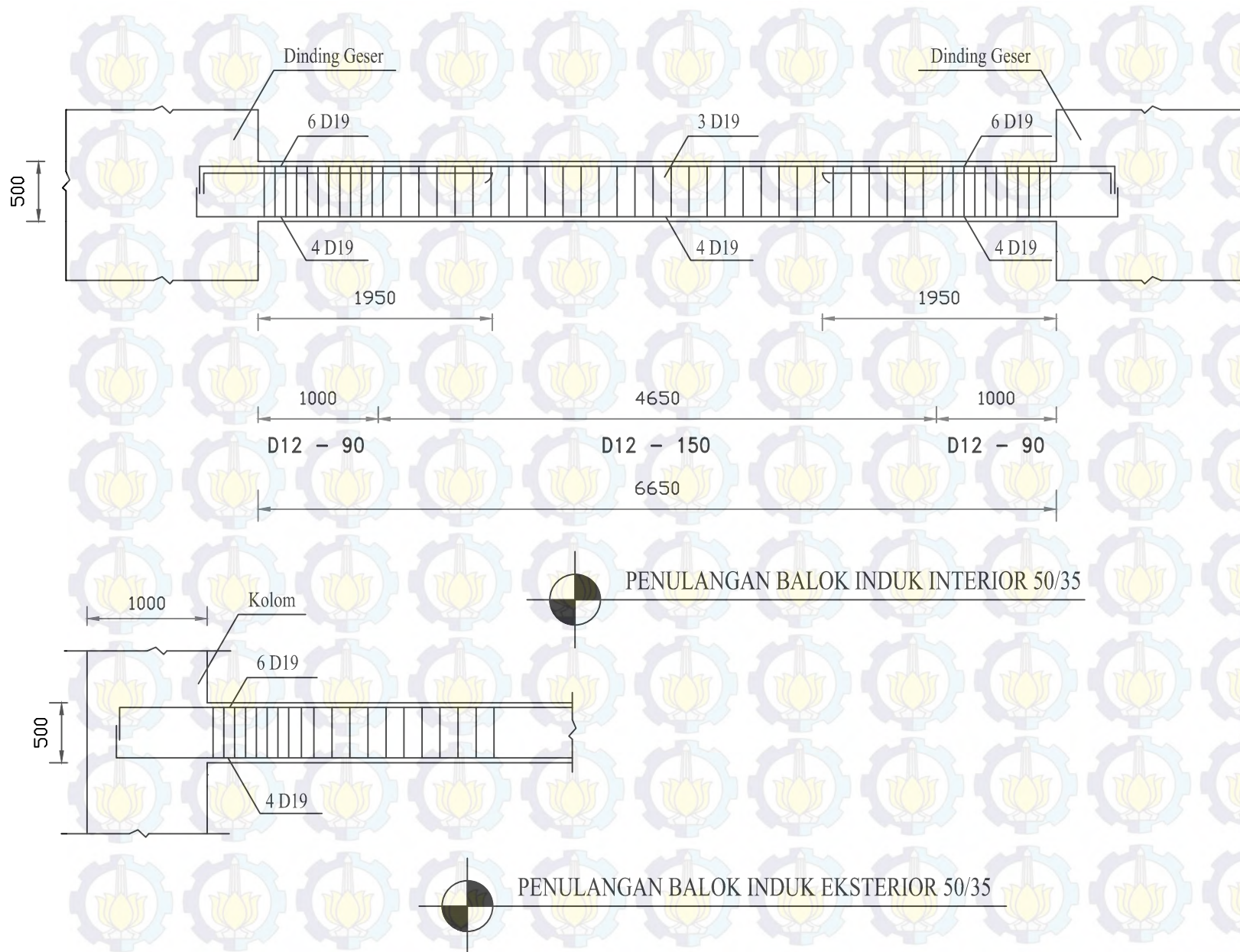
NO. GAMBAR

14

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penulangan Balok Induk 50/35

SKALA

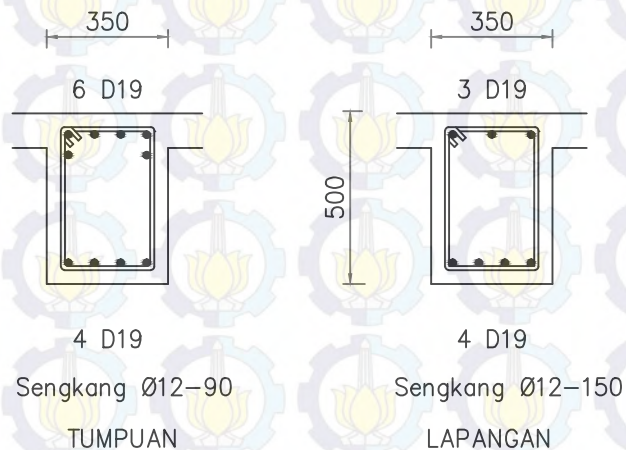
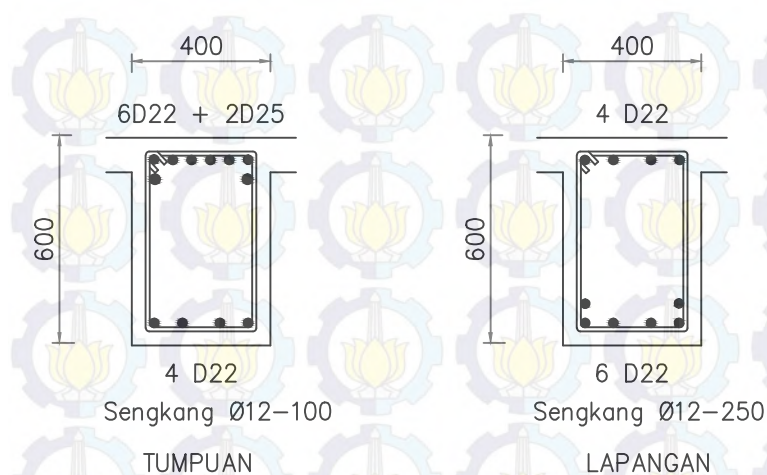
1 : 40

NO. GAMBAR

15

31

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penampang Balok Induk

SKALA

1 : 20

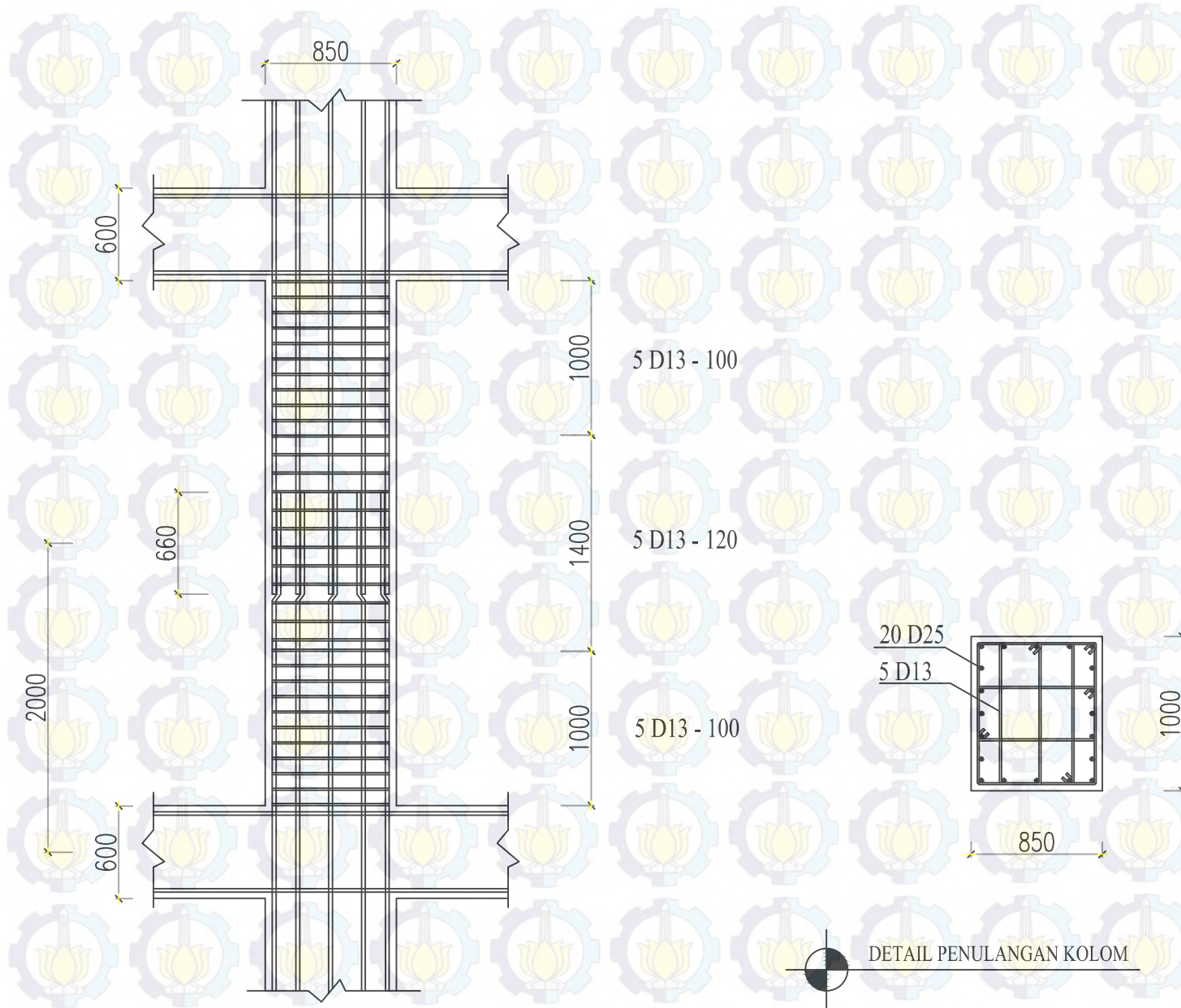
NO. GAMBAR

16

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Detail Penulangan  
Kolom

SKALA

1 : 35

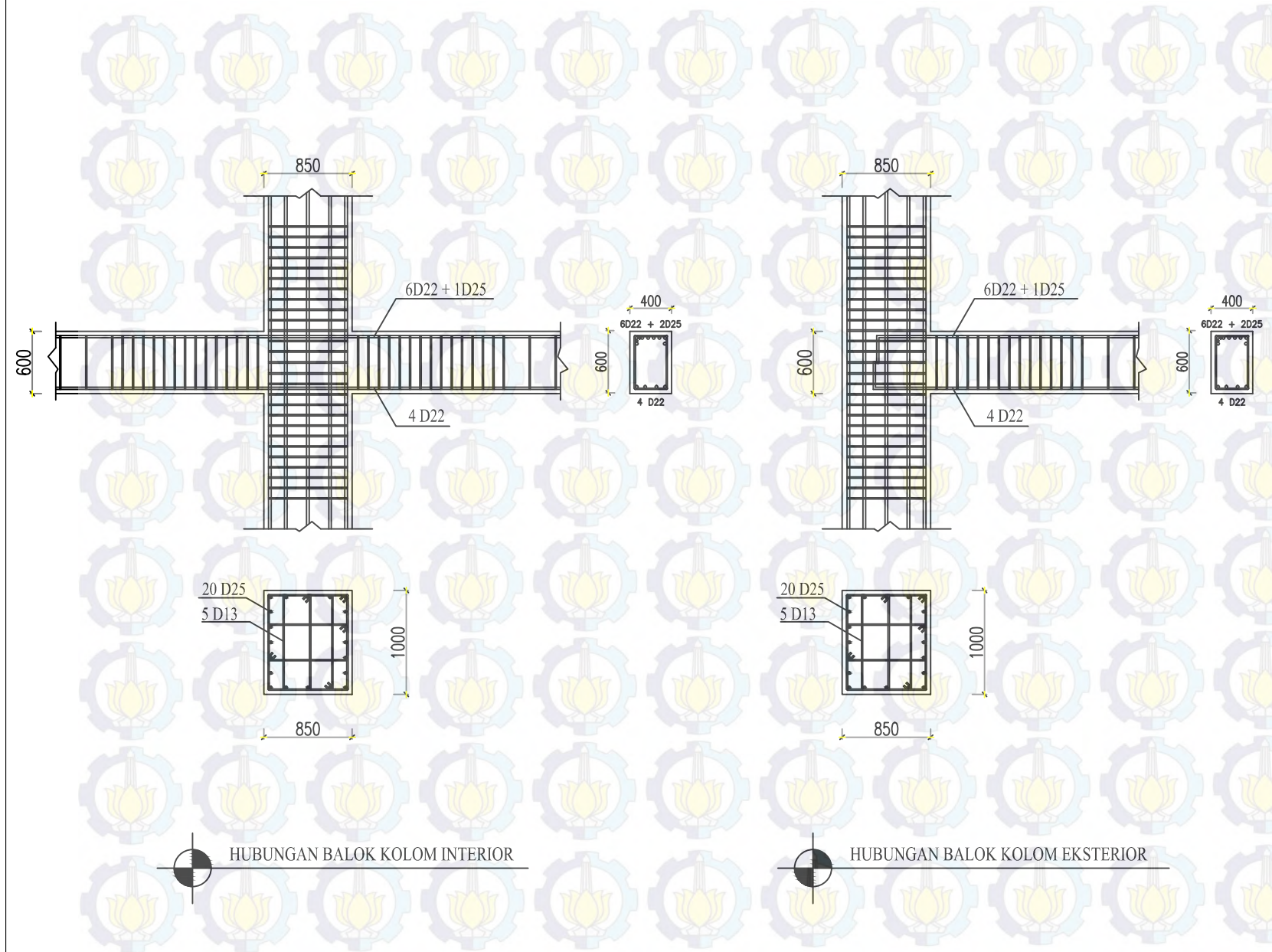
NO. GAMBAR

17

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Hubungan Balok Kolom

SKALA

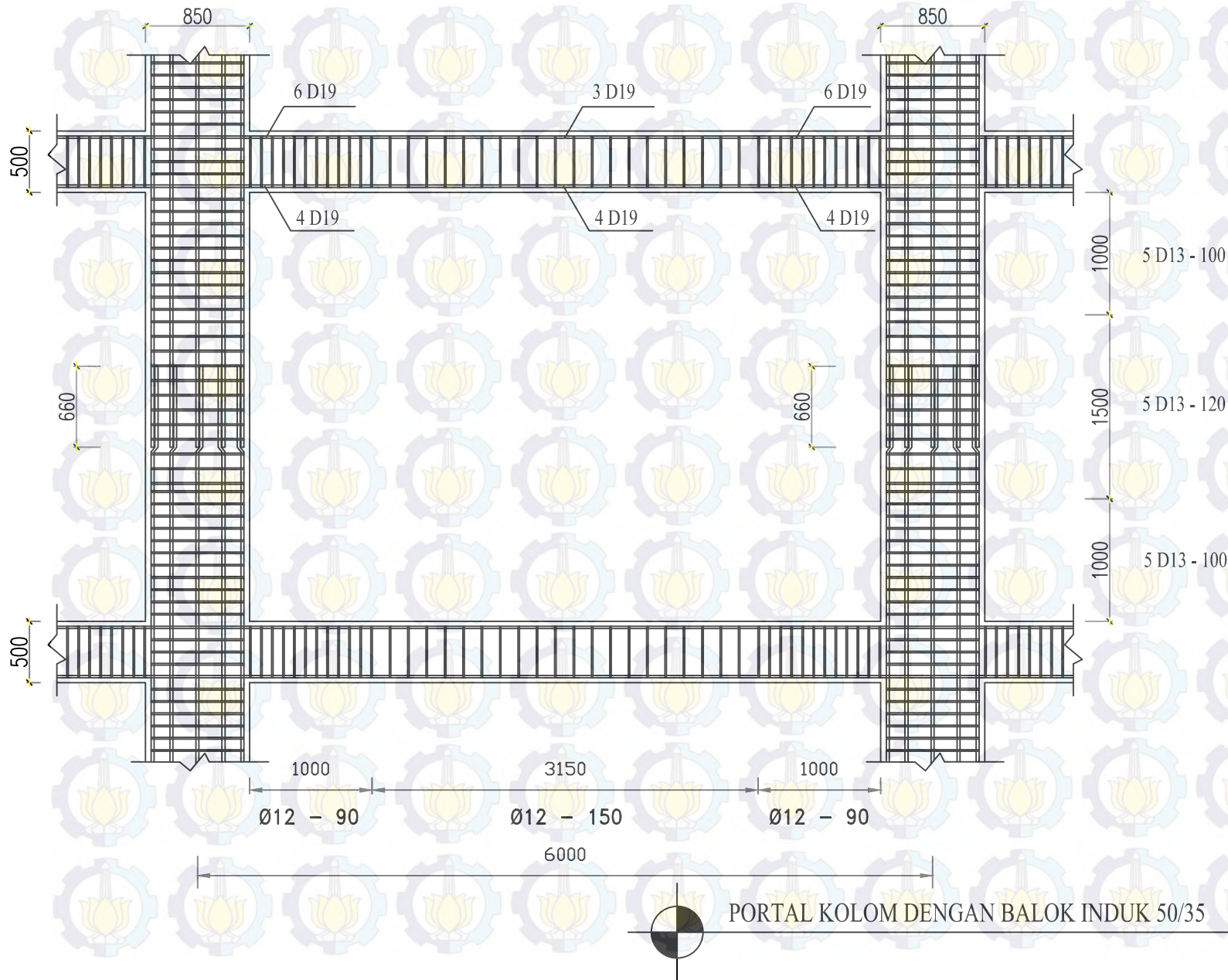
1 : 50

NO. GAMBAR

18

31

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Portal Kolom dengan Balok

SKALA

1 : 35

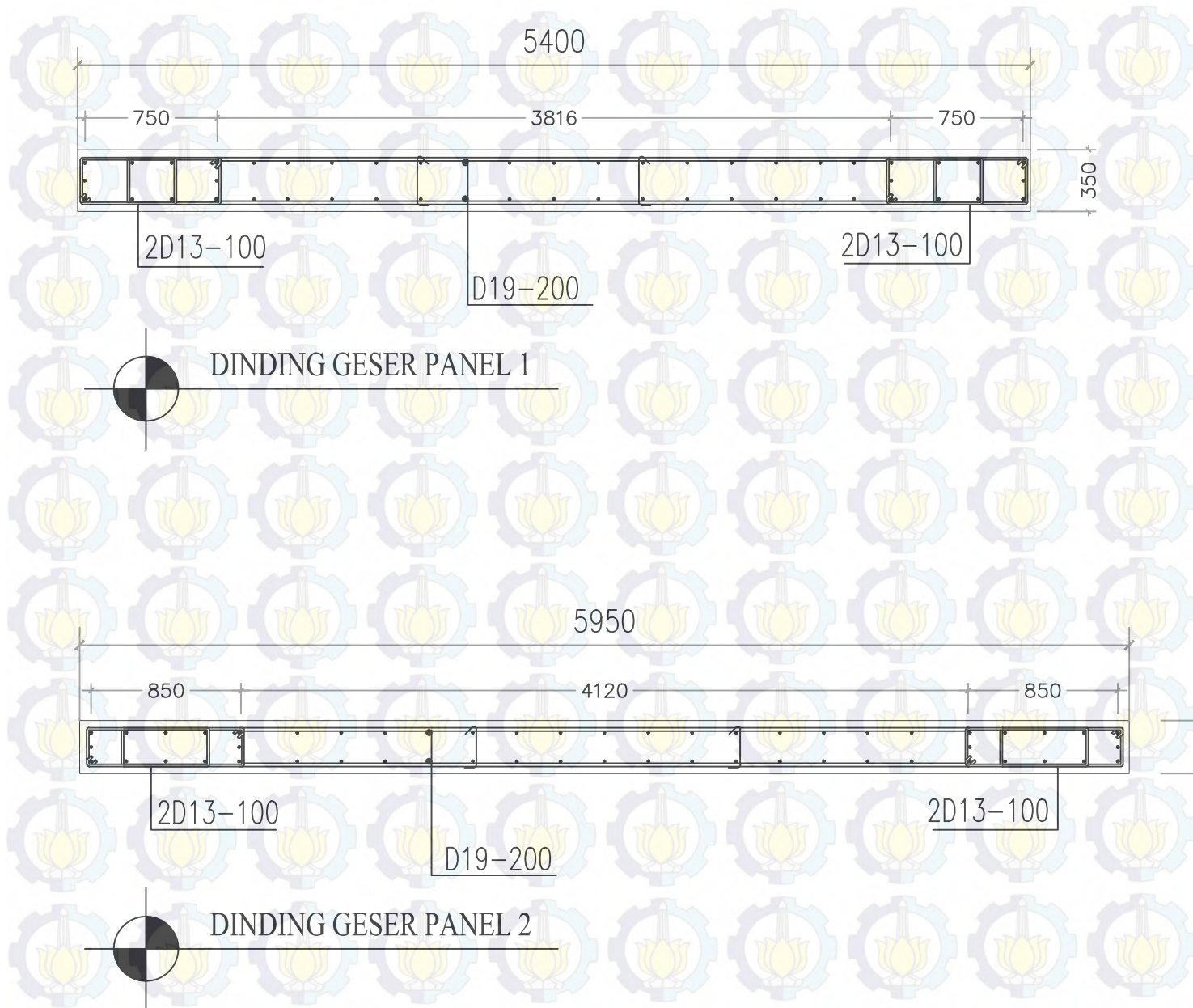
NO. GAMBAR

19

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penulangan Dinding Geser

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

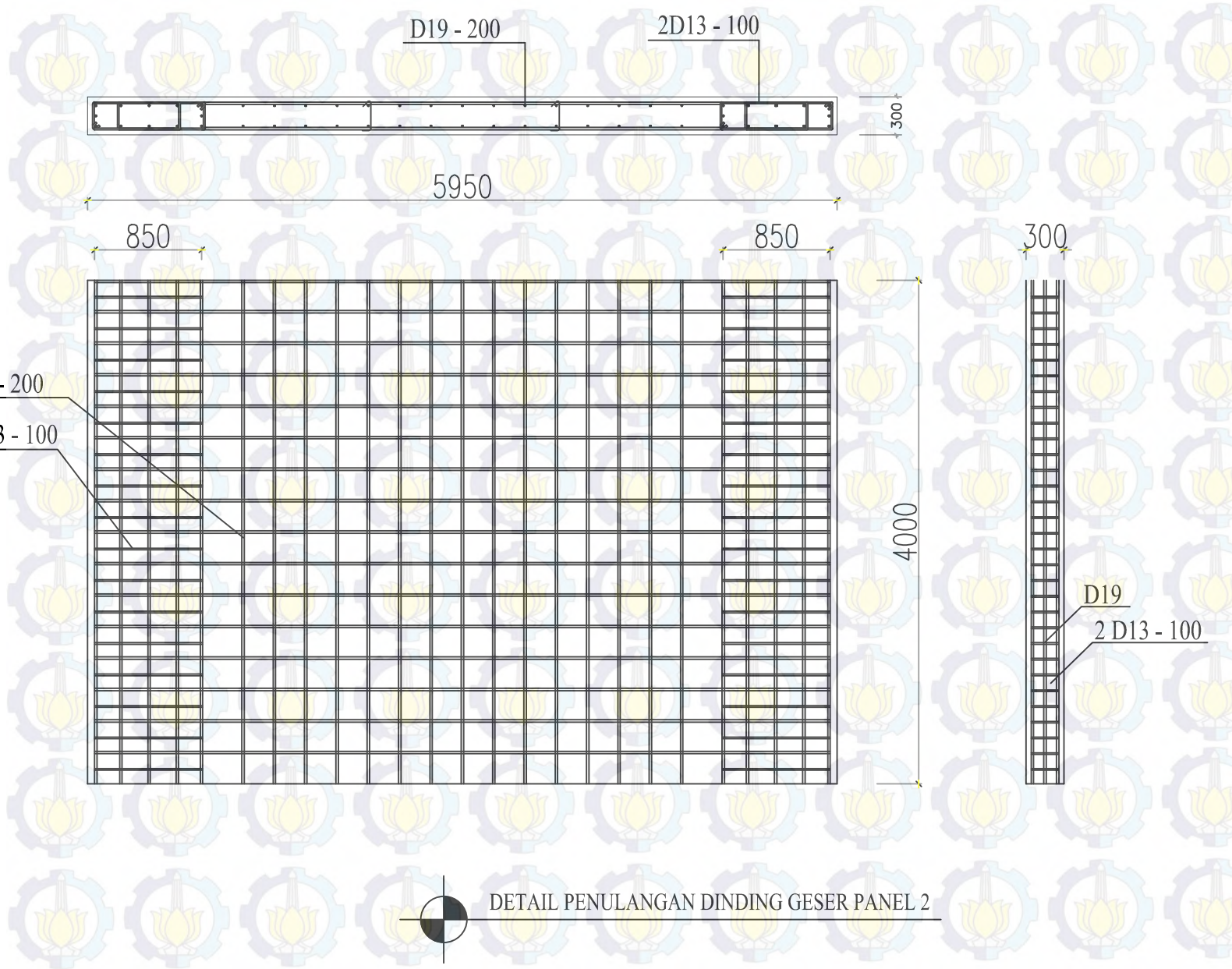
20

31

CATATAN







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Detail Penulangan  
Dinding Geser Panel 2

SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

22

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penulangan Balok Pratekan  
Letak Tendon

SKALA

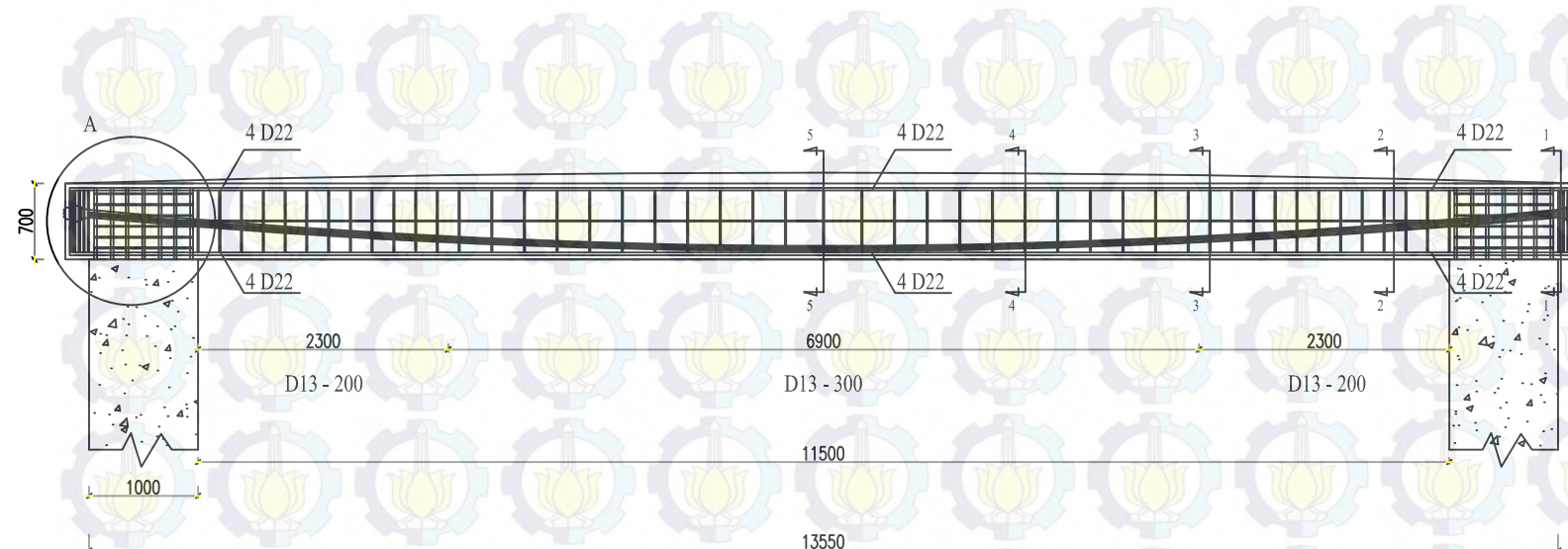
1 : 60

NO. GAMBAR

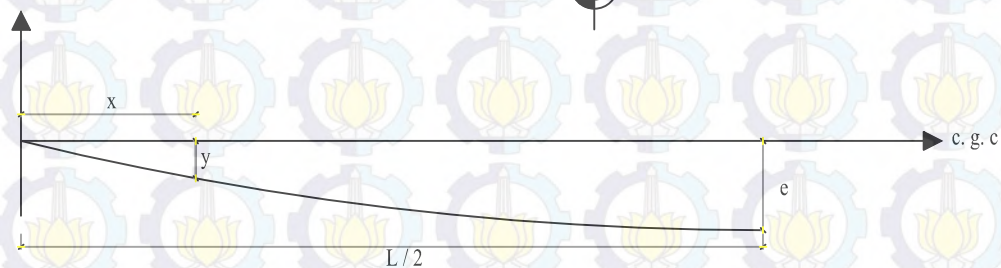
23

31

CATATAN



PENULANGAN BALOK PRATEKAN

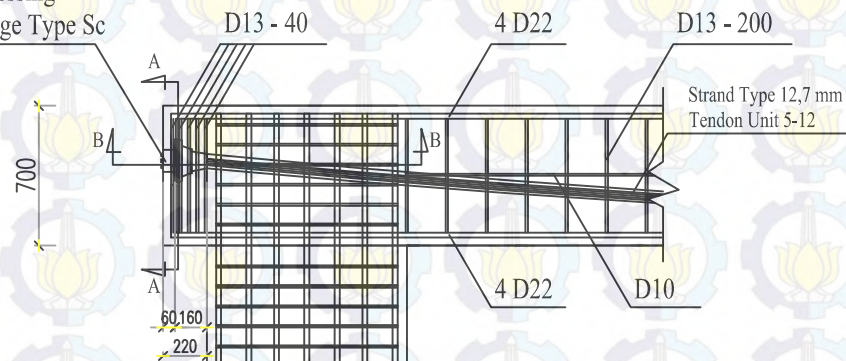


X	0	1694	3388	5082	6775
Y	15	144	246	308	328

LETAK TENDON

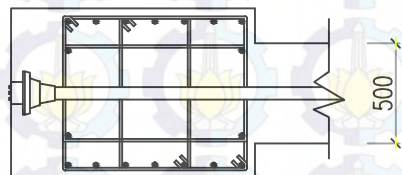


VSL Stressing  
Anchorage Type Sc



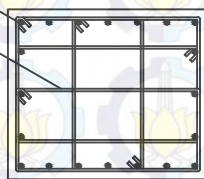
DETAIL A  
SAMBUNGAN KOLOM & BALOK PRATEKAN

220 1000



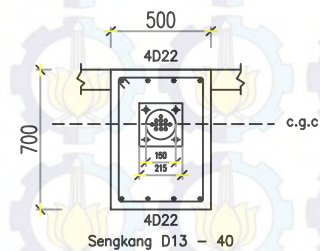
20 D25

5 D13

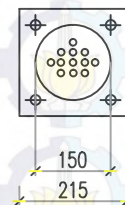


POTONGAN B-B

PENAMPANG KOLOM



POTONGAN A-A  
PENAMPANG BALOK PRATEKAN 70/50



DETAIL ANGKUR VSL STRESSING  
Strand Type 12,7 mm Tendon Unit 5-12



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Penulangan Balok Pratekan  
Letak Tendon

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

24

31

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Detail Penampang  
Balok Pratekan

SKALA

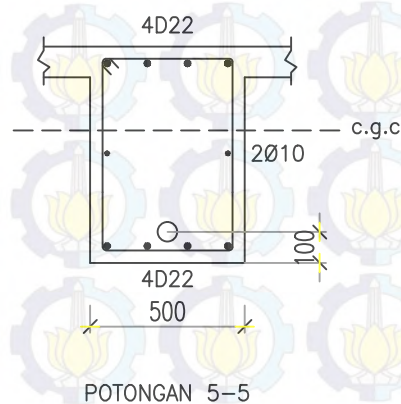
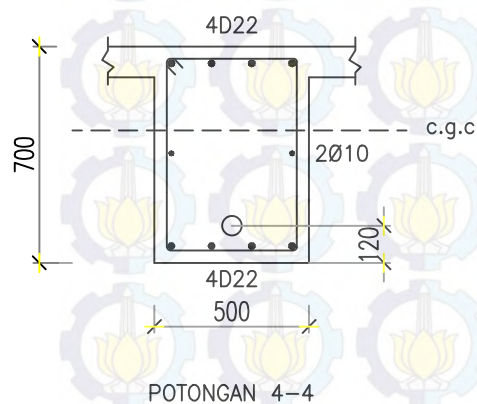
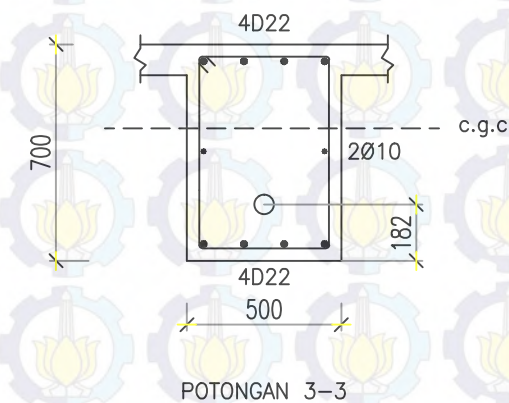
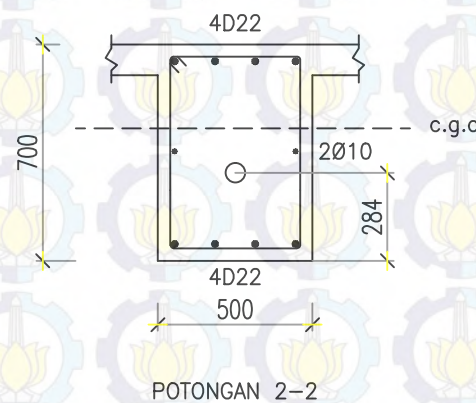
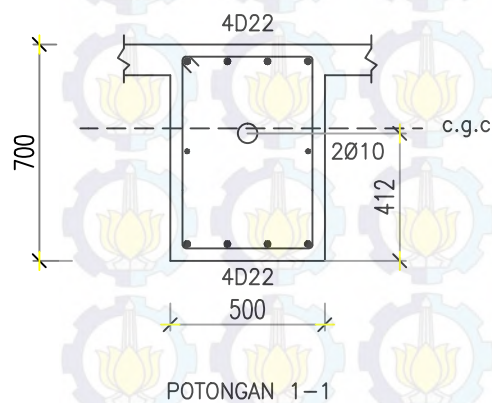
1 : 30

NO. GAMBAR

25

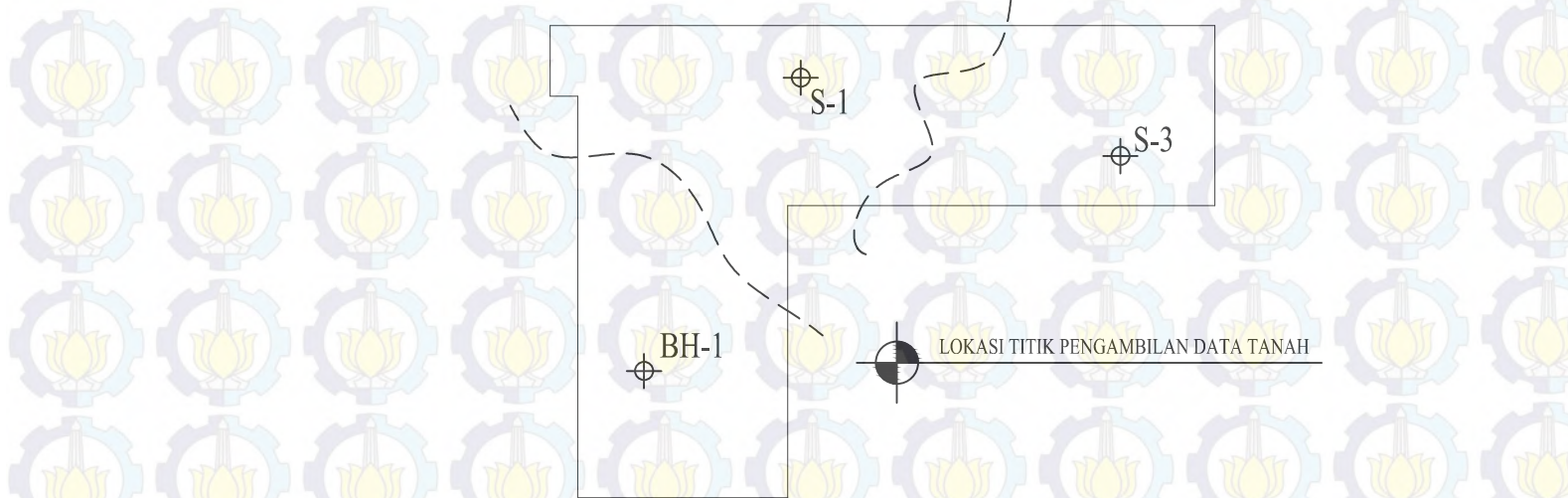
31

CATATAN

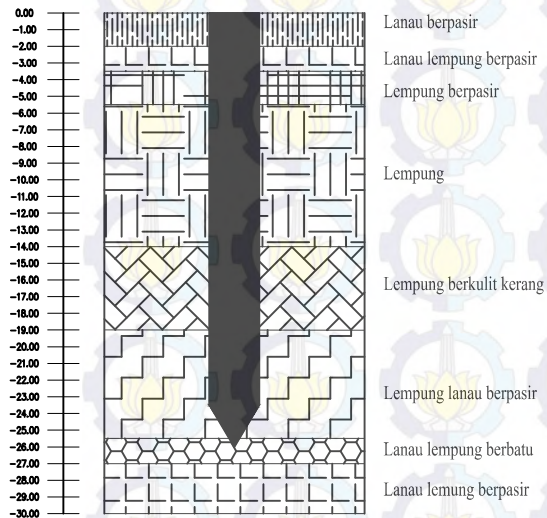


DETAIL PENAMPANG BALOK PRATEKAN

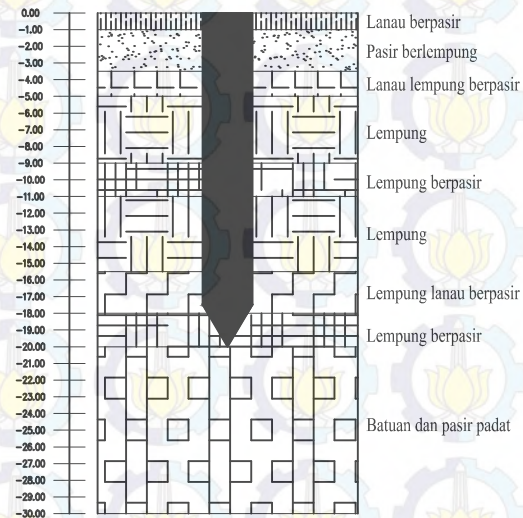




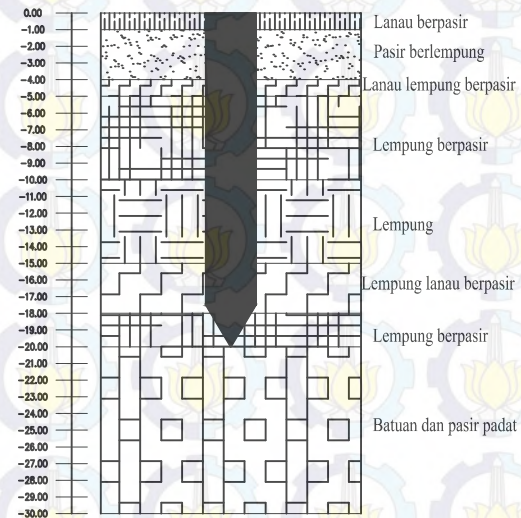
Titik BH-1



Titik S-1



Titik S-3



TIPE TANAH DAN KEDALAMAN TIANG PANCANG



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPIJO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN KONSULTASI

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Lokasi, Tipe Tanah dan  
Kedalaman Tiang Pancang

SKALA

NO. GAMBAR

26

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Jenis Tanah Titik S1  
Hasil Tes CPT

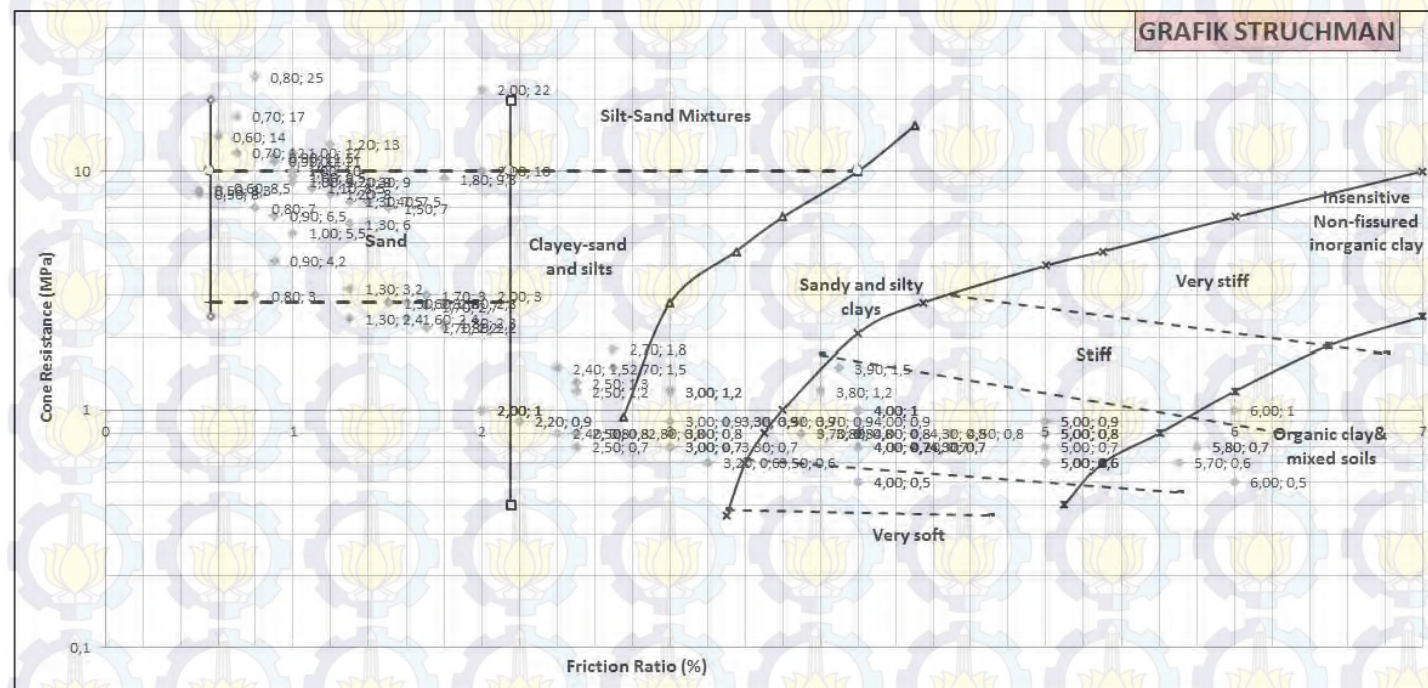
SKALA

NO. GAMBAR

27

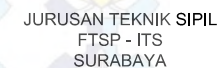
31

CATATAN



PENENTUAN JENIS TANAH TITIK S1 HASIL TES CPT





MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

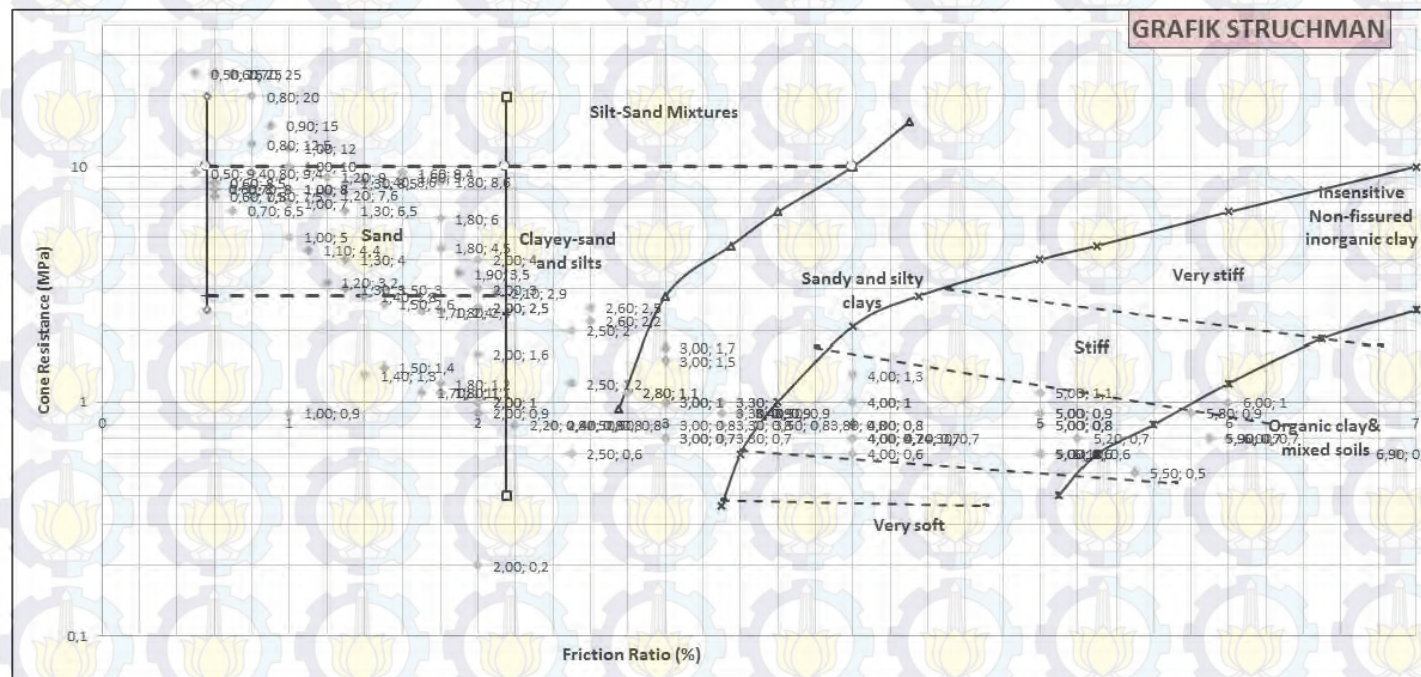
Adi Rano  
3110 100 077

### Jenis Tanah Titik S3 Hasil Tes CPT

NO. GAMBAR

31

## PENENTUAN JENIS TANAH TITIK S3 HASIL TES CPT







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON PRATEKAN PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka , DEA  
Endah Wahyuni , ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Denah Pondasi

SKALA

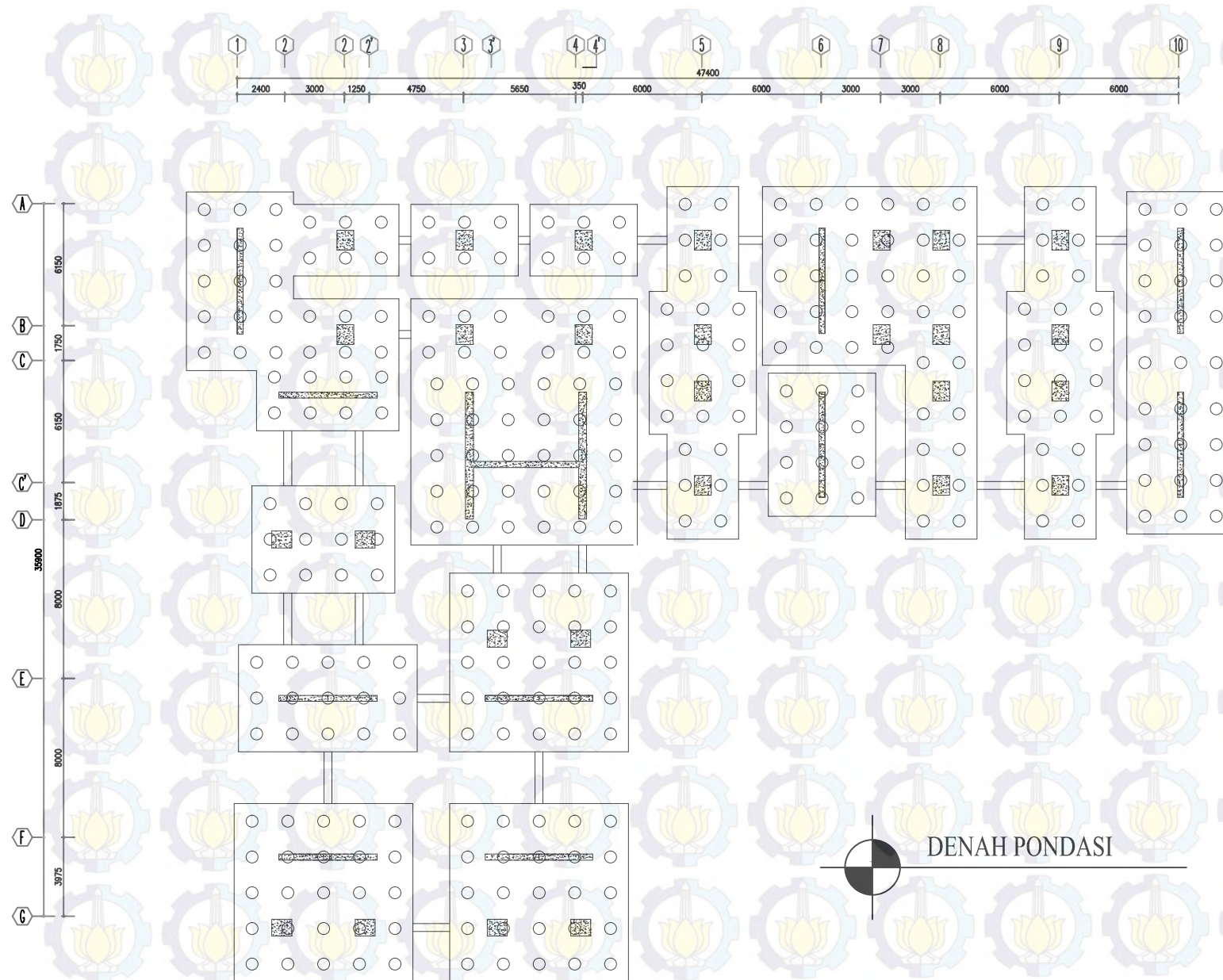
1 : 260

NO. GAMBAR

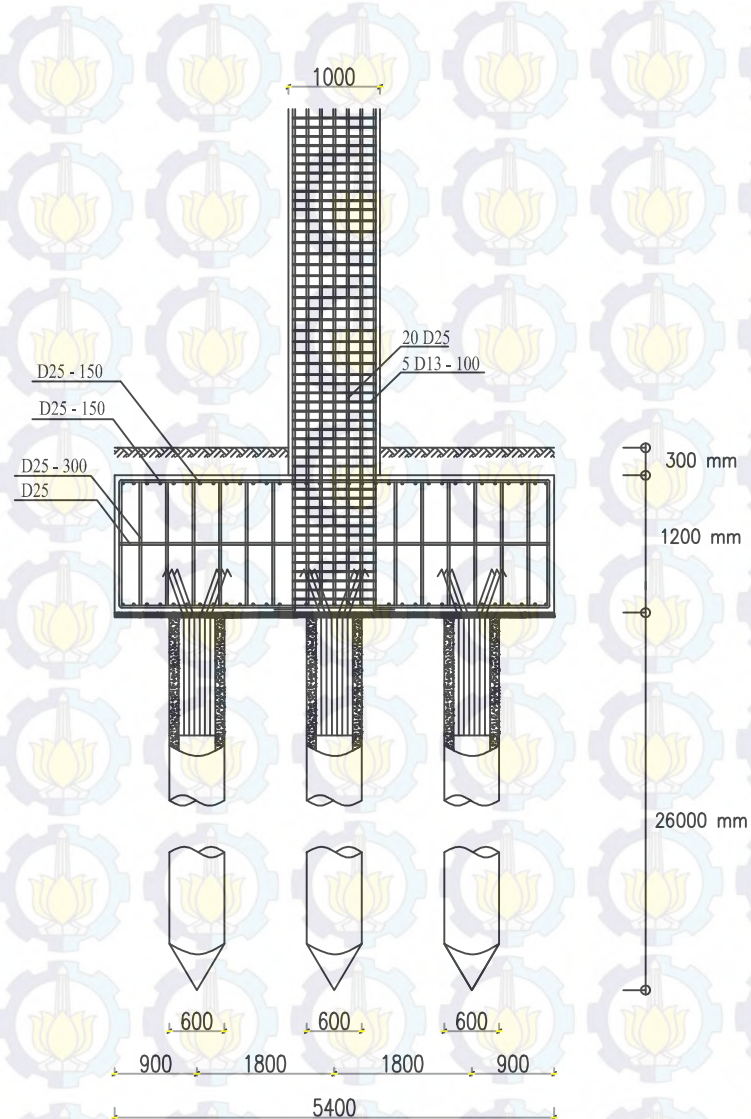
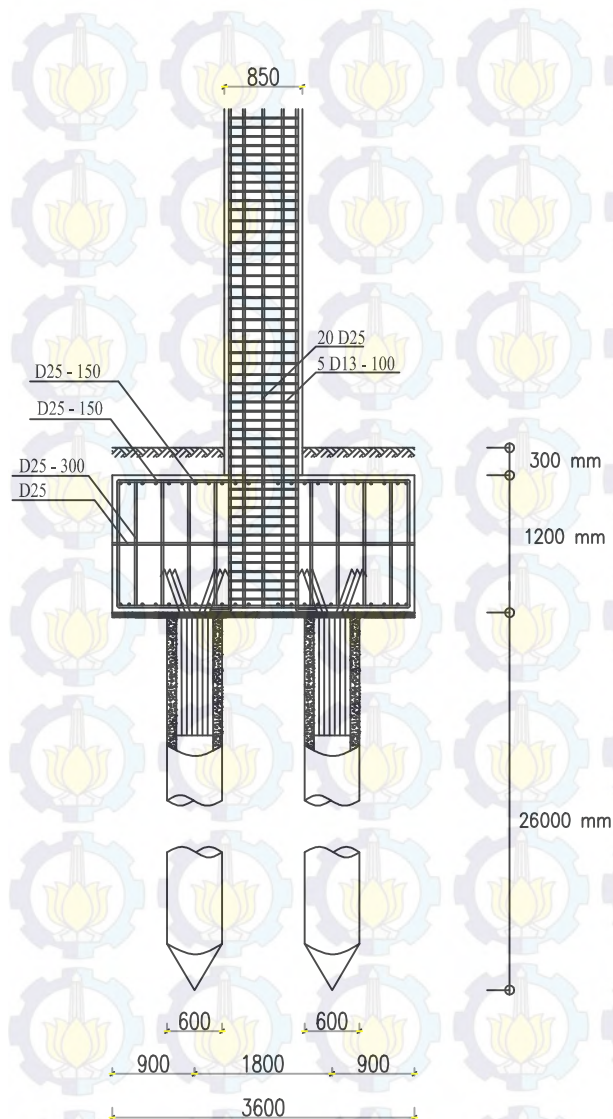
29

31

CATATAN







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Potongan A-A & B-B  
Pile Cap Kolom

SKALA

1 : 75

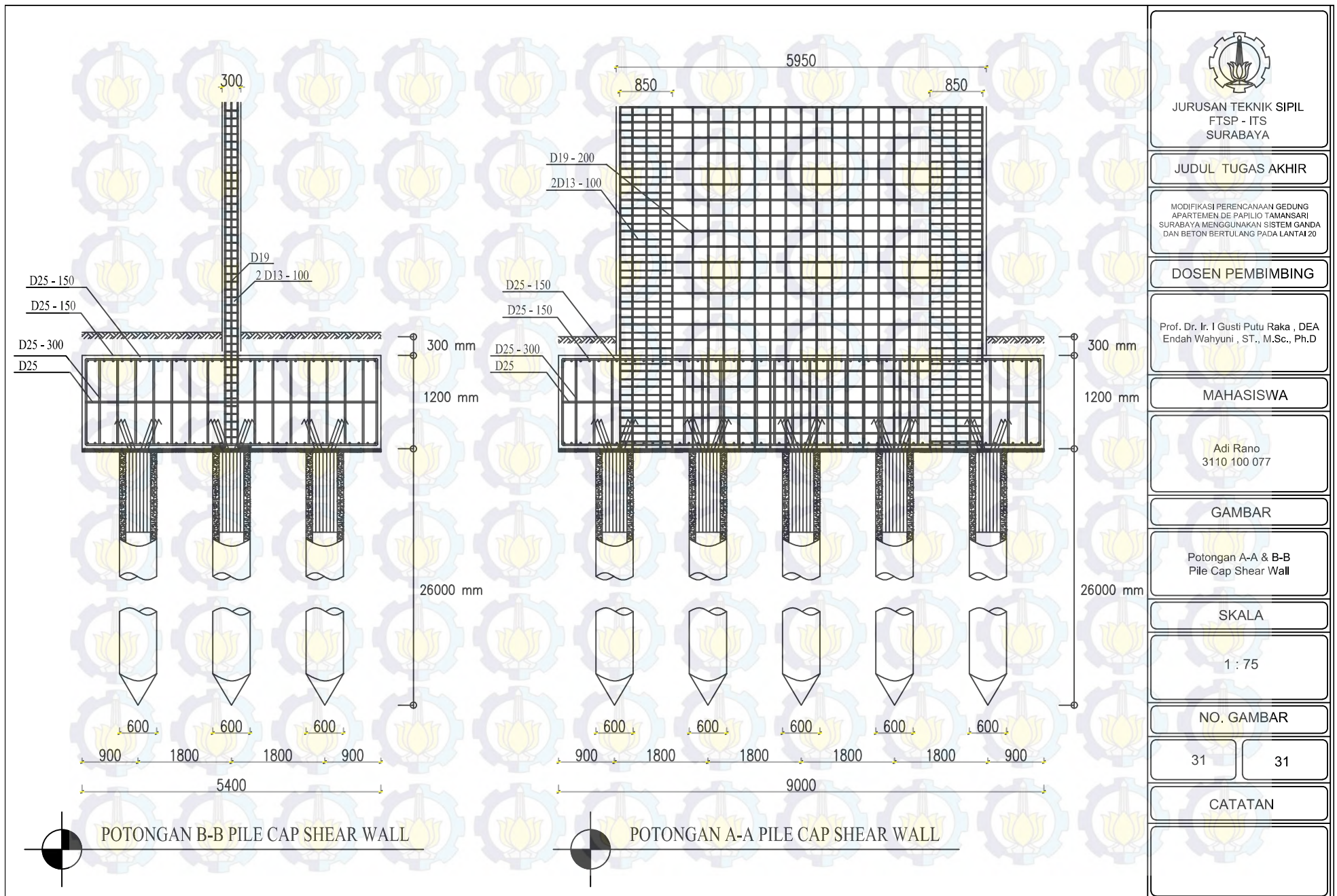
NO. GAMBAR

30

31

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI  
SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA  
DAN BETON BERTULANG PADA LANTAI 20

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Adi Rano  
3110 100 077

GAMBAR

Potongan A-A & B-B  
Pile Cap Shear Wall

SKALA

1 : 75

NO. GAMBAR

31

31

CATATAN

## BIODATA PENULIS



Adi Rano lahir di kota Surabaya pada tanggal 31 Oktober 1991. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Manukan Kulon IV/541 Surabaya, SMP Negeri 26 Surabaya dan SMA Negeri 11 Surabaya.

Pendidikan selanjutnya ditempuh Penulis di Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya program S1 pada tahun 2010 melalui jalur beasiswa Bidik Misi dan terdaftar dengan NRP 3110100077. Selama masa

perkuliahan, Penulis sempat aktif dalam kegiatan organisasi kemahasiswaan khususnya Himpunan Mahasiswa Sipil dan Badan Eksekutif Mahasiswa serta kepanitiaan ormawa ITS. Penulis adalah mahasiswa dengan bidang studi struktur dengan gelar Sarjana Teknik yang diperolehnya pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir *“Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya Menggunakan Sistem Ganda dan Beton Pratekan pada Lantai 20”*.

Contact Person :

Email : [rowlingrano@gmail.com](mailto:rowlingrano@gmail.com)

Twitter : @adievril